

SKRIPSI
STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON)
PADA PROYEK GEDUNG BARU PASCA SARJANA
FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG



Disusun oleh :

ROQUE XIMENES DE ARAUJO

(11.21.918)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA ROYEK
GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS
BRAWIJAYA MALANG

*Diajukan untuk melengkapi tugas dan sebagai salah satu syarat untuk memperoleh
gelar strata satu (S-1)*

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Disusun Oleh:

ROQUE XIMENES DE ARAUJO

(11.21.918)

Disetujui Oleh :

Dosen Pembimbing

(Ir. Bambang Wedyantadii. MT.)

Mengetahui :

Ketua Jurusan Teknik Sipil (S-1)

(Ir. A. Agus Santosa. MT.)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S – 1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014

LEMBAR PENGESAHAN

STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA PROYEK
GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS
BRAWIJAYA MALANG

SKRIPSI

Dipertahankan Di hadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada Hari : Jumat

Tanggal : 22, Agustus 2014

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh Gelar Sarjana
Teknik Sipil*

Disusun Oleh :

ROQUE XIMENES DE ARAUJO

1121918

Disahkan oleh :

Ketua

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Sekretaris

(Lila Ayu Ratna W, ST, MT)

Diuji oleh :

Penguji I

Ir. Togi H. Nainggolan, MS

Penguji II

(Ir. Munasih, MT)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S – 1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

Jl. Bendungan Sigura – Gura No. 2 Tlp : 551951 – 551431

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Roque Ximenes De Araujo
NIM : 1121918
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya ini yang berjudul :

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA PROYEK
GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UIVERSITAS**



BRAWIJAYA MALANG

Adalah benar – benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruh karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil hasil karya tulis orang lain, maka saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan saya tersebut.

Malang, Oktober 2014

Yang membuat pernyataan

(Roque Ximenes De Araujo)

ABSTRAKSI

ROQUE XIMENES DE ARAUJO, 2011, “STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA PROYEK GEDUNG BARU PASCA SARJANA FAKULTAS HUKUM UNIVERSITAS BRAWIJAYA MALANG” , Skripsi, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional Malang.

Pembimbing I : Ir. Bambang Wedyantadji, MT

Kata kunci : daya dukung cukup, penurunan kecil.

Pesatnya perkembangan teknologi khususnya dibidang konstruksi, seorang ahli teknik di tuntut untuk dapat merancang dan mengatasi berbagai masalah yang dihadapi bangunan gedung serta unsure-unsur struktur didalamnya. Salah satunya adalah menentukan salah satu jenis pondasi yang akan digunakan untuk mendukung struktur bangunan di atasnya secara optimal dengan asas fungsi dan manfaat.

Tujuan dari studi perencanaan pondasi sumuran (kaison) yaitu untuk mengetahui apakah jenis struktur pondasi tersebut dapat menahan struktur diatasnya. Perencanaan diatas juga di tinjau dari factor-faktor daya dukung dan penurunannya. Studi ini diharapkan dapat dijadikan referensi dalam mengambil keputusan untuk menentukan jenis pondasi yang tepat, sehingga didapatkan struktur bangunan yang kuat dan aman serta dapat di pertanggung-jawabkan secara teknis.

Analisa statika pembebanan yang digunakan dalam penulisan tugas akhir adalah :

1. Standar beton, SNI 03-2847-2002
2. Standar beban, PPUG 1983
3. Analisa statika menggunakan programbantu computer STAAD PRO – 3D.

Untuk pondasi kaison direncanakan pada lapisan tanah cukup keras yaitu pada kedalaman 6,80 meter dengan asumsi bahwa pada kedalaman tesebut nilai SONDIR lebih besar yakni dengan tujuan untuk menghindari terjadiya penurunan.

Dari hasil perhitungan jenis struktur pondasi kaison maka dapat disimpulkan bahwa jenis pondasi tersebut mampu menahan beban struktur bangunan diatasnya, dan penurunan yang didapat sangat kecil.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur Kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkhat dan Rahmat-Nya sehingga saya sebagai penulis dapat menyelesaikan skripsi ini yang berjudul : ***“Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (kaison) Pada Proyek Gedung Baru Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang”*** yang merupakan salah satu syarat untuk menyelesaikan studi di program studi Teknik Sipil S-1, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang. Penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Ir. Soeparno Djiwo, MT, selaku Rektor ITN Malang,
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang,
3. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT, selaku Wakil Dekan III,
4. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang
5. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji, MT, sebagai Dosen Pembimbing.

Penulis menyadari bahwa penyusunan skripsi masih jauh dari kata sempurna, maka dengan demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya maka saran dan masukan yang konstruktif dari para pembaca sangat penulis harapkan.

Malang Oktober 2014

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN COVER

LEMBAR PERSETUJUAN	i
LEMBAR PENGESAHAN.....	ii
PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAKSI.....	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Identifikasi Masalah	2
1.3. Rumusan Masalah	2
1.4. Maksud dan Tujuan	3
1.5. Ruang lingkup Pembahasan	3
BAB II DASAR TEORI.....	4
2.1. Tinjauan Umum Pondasi	4
2.1.1. Syarat Umum Pondasi	5
2.1.2. Pondasi Dangkal.....	6
2.1.3. Pondasi Dalam.....	10
2.1.4. Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi	11

2.2. Pondasi Sumuran (Kaison)	12
2.2.1. Pengertian Pondasi Sumuran (Kaison)	12
2.2.2. Macam – macam Bentuk Pondasi Sumuran	13
2.2.3. Penggunaan Pondasi Sumuran	13
2.2.4. Alasan Pemilihan Pondasi Sumuran	14
2.2.5. Jenis – jenis Pondasi Sumuran dan Pelaksanaan	14
2.2.6. Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran (Kaison)	16
2.2.7. Daya Dukung Selimut Tiang	18
2.3. Efisiensi Kelompok Tiang	20
2.4. Penurunan Pondasi Sumuran	26
2.5. Sondir	32
2.5.1. Tujuannya	33
2.5.2. Peralatan	33
2.5.3. Pelaksanaanya	34
BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA	36
3.1 Data Perencanaan	36
3.1.1. Spesifikasi Bangunan	36
3.1.2. Bahan Bangunan	36
3.2 Pengolahan Data	37
3.2.1. Data – Data Tanah	37
3.2.2. Data Balok dan Kolom	39
3.3 Perhitungan Pembebanan Plat	44
3.3.1 Atap	44

3.3.2 Lantai 7	45
3.3.2a Pembebanan Plat	45
3.3.2b Pembebanan Balok	46
3.3.3 Lantai 6 dan 4	51
3.3.3a Pembebanan Plat	51
3.3.3b Pembebanan Balok	52
3.3.4 Lantai 5 dan 3	56
3.3.4a Pembebanan Plat	56
3.3.4b Pembebanan Balok	56
3.3.5 Lantai 2	60
3.3.5a Pembebanan Plat	60
3.3.5b Pembebanan Balok	61
BAB IV PERENCANAAN PONDASI.....	73
4.1 Data Perencanaan.....	73
4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan.....	73
4.1.2 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat (Tipe 1)	74
4.1.3 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)	75
4.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Berat (1)	79
4.3 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Berat (1)	80
4.4 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Sedang (Tipe 2)	84
4.4.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)	85
4.5 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Sedang (2)	88
4.6 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Sedang (2)	90

4.7 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Ringan (Tipe 3)	94
4.7.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)	95
4.8 Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Ringan (3)	99
4.8.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Ringan (3)	101
4.9 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Ekstentrisitas	104
4.9.1 Tipe Pondasi 1 Dengan Beban Berat	104
4.9.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran	107
4.9.3 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Podasi Tipe Berat	114
4.10 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat	116
4.10.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran.....	129
4.10.2 Perencanaan Tulangan Spiral.....	131
4.11 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas	134
4.11.1 Tipe Pondasi 2 Dengan Beban Sedang	134
4.11.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran	137
4.11.3 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Podasi Tipe Sedang	145
4.12 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang	147
4.12.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Sumuran	160
4.12.2 Perencanaan Tulangan Spiral.....	161
4.13 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas	164
4.13.1 Tipe Pondasi 3 Dengan Beban Ringan	164
4.13.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran	166

4.13.3 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Pondasi Tipe Ringan	173
4.14 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan.....	175
4.14.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran.....	187
4.14.2 Perencanaan Tulangan Spiral.....	188
BAB V PENUTUP.....	191
5.1 Kesimpulan	191
5.2 Saran	192
DAFTAR PUSTAKA	
LAMPIRAN	

DAFTAR TABEL

Tabel. 2.1	Faktor gesekan dinding (f_s) untuk berbagai jenis tanah (Terzaghi 1943)
Tabel. 2.2	Faktor aman yang disarankan (Reese & O' Neill, 1989)
Tabel. 2.3	Penurunan Ijin (Showers, 1962)
Tabel. 2.4	Perkiraan angka poisson (μ), (Sumber Hary C.,H.Analisis dan perancangan fondasi I Hal 280)
Tabel.2.5	Perkiraan modulus elastic (E), (sumber Hary C.,H. hal 281)
Tabel. 2.6	Nilai koefisien C_p [Eq. (8.60)] (sumber Vesic, 1977)
Tabel.3.1	Data – data yang diperoleh dari pengujian sondir
Tabel.3.2	Klasifikasi tanah dari data sondir di lapangan
Tabel. 3.3	Dimensi struktur
Tabel. 3.4	Total beban yang bekerja pada bangunan
Tabel. 4.1	Data output analisa Staad Pro
Tabel. 4.2	Konversi q_c ke N (titik sondir 3)
Tabel. 4.3	Perkiraan modulus elastic (E_p) (Sardjono, pondasi tiang pancang, jilid 2 1991)
Tabel. 4.4	Nilai koef. C_p [(Eq.(8.60)] (sumber Braja M.DAS)
Tabel. 4.5	Konversi q_c ke N (titik sondir 3)
Tabel. 4.6	Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, pondasi tiang pancang, jilid 2,1991)
Tabel. 4.7	Nilai koef. C_p [(Eq.(8.60)] (sumber : manual pondasi tiang, edisi 3)
Tabel. 4.8	Konversi q_c ke N (titik sondir 1)
Tabel. 4.9	Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, pondasi tiang pancang, jilid 2,1991)

Tabel. 4.10	Nilai koef. C_p [(Eq.(8.60)] (sumber : manual pondasi tiang, edisi 3)
Tabel. 4.11	Pelat : stigel / wipel
Tabel. 4.12	Pelat : stigel / wipel
Tabel. 4.13	Pelat : stigel / wipel
Tabel. 5.1	Hasil perencanaan pondasi sumuran

DAFTAR GAMBAR

- Gbr. 2.1. (a) Pondasi telapak (b) pondasi telapak menerus (c) pondasi rakit
- Gbr . 2.2. (a) Pondasi Telapak Tuggal (b) Pondasi Telapak Menerus
- Gbr. 2.4. Tumpuan Plat
- Gbr . 2.5. (a) Pondasi Tiang Pancang (b) Pondasi Sumuran (c) Pondasi Tiang Bor
- Gbr .2.6. Contoh Bentuk – bentuk Pondasi Sumuran (kaison)
- Gbr .2.7. Proses Pembuatan Kaison Terbuka
- Gbr.2.8. Proses pembuatan kaison tekan
- Gbr.2.9. Reaksi akibat tanah padat (bearing pile)
- Gbr.2.10. Reaksi akibat tanah padat (bearing pile)
- Gbr. 2.11. Skema jarak antar tiang
- Gbr.2.12. Skema efisiensi kelompok tiang
- Gbr.2.13. Skema pondasi tiang kelompok
- Gbr.2.14. Contoh kerusakan bangunan akibat penurunan
- Gbr.2.15. Berbagai jenis gesekan distribusi sepanjang batang tiang
- Gbr.3.1. Denah
- Gbr. 3.2. Portal memanjang
- Gbr.3.3. Portal melintang
- Gbr.4.1. Pondasi sumuran
- Gbr.4.2. Pondasi sumuran tipe berat (1)
- Gbr.4.3. Skema jarak tepi tiang ke tepi poer

Gbr.4.4.	Pondasi sumuran tipe sedang (2)
Gbr.4.5.	Skema jarak tepi tiang ke tepi poer
Gbr.4.6.	Pondasi sumuran (3)
Gbr.4.7.	Skema Jarak tepi tiang ke tepi poer
Gbr.4.8.	Susunan pondasi sumuran tipe berat
Gbr.4.9.	Penulangan poer pondasi sumuran
Gbr.4.10.	Skema geser pons tipe berat
Gbr.4.11.	Ekifalen penampang bulat ke segi empat
Gbr.4.12.	Diagram tegangan regangan persegi ekifalen kolom
Gbr.4.13.	Penulangan pondasi sumuran tipe berat
Gbr.4.14.	Susunan pondasi sumuran tipe sedang (2)
Gbr.4.15.	Penulangan poer pondasi sumuran tipe sedang (2)
Gbr.4.16.	Skema geser pons tipe sedang (70/50)
Gbr.4.17.	Ekivalen Penampang Bulat ke penampang persegi
Gbr.4.18	Diagram tegangan regangan persegi ekifalen kolom
Gbr.4.19	Penulangan pondasi sumuran tipe sedang (2)
Gbr.4.20	Susunan pondasi sumuran tipe 3
Gbr.4.21	Penulangan poer Pondasi sumuran tipe ringan
Gbr.4.22	Skema geser pons tipe ringan (70/50)
Gbr.4.23	Ekivalen penampang bulat k segi empat
Gbr.4.24	Diagram tegangan regangan persegi ekivalen kolom
Gbr.4.25	Penulangan pondasi sumuran tipe ringan

BAB I

Pendahuluan

1.1. Latar Belakang

Pembangunan di Indonesia tepatnya di kampus Universitas Brawijaya Malang saat ini mengalami perkembangan dengan sangat pesat, diantaranya perkembangan dibidang konstruksi yang pada umumnya bertujuan untuk meningkatkan aktivitas akademik di lingkungan Universitas Brawijaya Malang dan khususnya guna meningkatkan kinerja staff dan pengajar Pascasarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang.

Untuk mencapai tujuan diatas pihak Universitas Brawijaya Malang melakukan pembangunan sarana penunjang diantaranya adalah pembangunan sarana dan prasarana fisik yang berupa gedung, misalnya Proyek Pembangunan Gedung Pasca sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang.

Proyek Pembangunan Gedung Pasca sarjana Fakultas Hukum ini terletak di dalam area kampus Universitas Brawijaya Malang. Jumlah lantai pada gedung ini adalah 7 lantai dan atap rangka baja tinggi bangunan adalah 34.30 meter. Pada lantai satu sampai delapan memiliki panjang 48.00 dan lebar 24.00 meter, Jenis pondasi yang digunakan pada proyek ini adalah pondasi strauss.

Dalam menentukan jenis pondasi pada suatu bangunan harus mempertimbangkan keadaan tanah, batasan – batasan konstruksi diatasnya, metode pelaksanaannya dilapangan dan lain sebagainya. Pada Gedung pasca sarjana fakultas hukum ini pondasi yang digunakan adalah pondasi strauss dengan diameter 40 cm dan kedalamannya 6.20 meter. Pengujian tanah yang dilakukan adalah dengan cara sondir, tes sondir dilakukan sebanyak 4 titik. Maka melalui Proposal

Skripsi ini akan direncanakan pondasi Sumuran (kaison) dengan menggunakan data tes sondir pada masing-masing titik yang dekat dengan pondasi yang direncanakan. Pondasi sumuran (kaison) dipakai pada pondasi bangunan yang besar, bila daya dukung pondasi tiang tidak mencukupi untuk memikul berat bangunan dan bebannya. Proposal Skripsi ini akan mengambil judul “Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (kaison) Pada Proyek Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang”.

1.2. Identifikasi Masalah

Identifikasi masalah bertujuan untuk mengetahui karakteristik permasalahan yang pada akhirnya akan diteliti atau dianalisa. Secara fisik kondisi Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang adalah sebagai berikut;

1. Jumlah lantai pada Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang adalah 7 (*tujuh*) lantai.
2. Jenis konstruksi adalah konstruksi beton bertulang.
3. Konstruksi atapnya berupa atap rangka baja.
4. Jenis pondasi pada proyek adalah Pondasi Strauss.
5. Tes sondir dilakukan sebanyak 4 titik rata-rata sampai kedalaman 7 m

1.3. Rumusan Masalah

Dalam penulisan skripsi ini masalah yang akan dirumuskan adalah

- Berapa besarnya daya dukung tanah terhadap pondasi yang di rencanakan untuk bisa menahan berat bangunan yang ada di atasnya,?
- Berapa besar daya dukung pondasi sumuran ,?

- Berapa besar dimensi penulangan poer/ pilecap,?
- Berapa besar dimensi penulangan pondasi sumuran.?

1.4. Maksud dan Tujuan

Maksud dari penulisan skripsi ini adalah untuk memberikan salah satu alternatif perencanaan struktur bawah gedung yang sesuai dan dapat dipergunakan untuk kepentingan Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum Universitas Brawijaya Malang. Adapun tujuan dari penulisan skripsi ini yaitu untuk:

- Untuk mengetahui besarnya daya dukung tanah terhadap pondasi yang di rencana,
- Untuk mengetahui besarnya daya dukung pondasi yang direncanakan itu sendiri,
- Untuk mengetahui besarnya dimensi penulangan pilecap/ poer,
- Untuk mengetahui besarnya dimensi penulangan pondasi sumuran itu sendiri

1.5. Ruang Lingkup Pembahasan

Sesuai dengan judul dari proposal skripsi ini maka pembahasan dibatasi pada perencanaan pondasi, yaitu perencanaan ini meliputi :

1. Analisa besarnya daya dukung tanah terhadap pondasi yang direncana,
2. Analisa daya dukung pondasi sumuran (kaison)
3. Analisa perhitungan tebal desain plat poer dan penulangannya.
4. Analisa perhitungan penulangan pondasi sumuran

BAB II

Dasar Teori

2.1. Tinjauan Umum Pondasi

Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh pondasi. Di dalam ilmu teknik sipil pondasi dapat didefinisikan sebagai suatu struktur atau lapisan tanah padat (*keras*) yang mempunyai daya dukung cukup dan berfungsi sebagai penerus beban ke lapisan tanah di bawahnya, maka jelas pondasi sangat penting untuk suatu sistem rekayasa yang harus mampu menjamin kestabilan bangunan terhadap beban-beban yang bekerja.

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk keadaan tanah di lapangan dan apakah pondasi itu dapat diselesaikan tepat waktu. Sebelum menentukan tipe pondasi yang akan digunakan, ada beberapa faktor yang dijadikan sebagai pertimbangan, antara lain: (*Sardjono HS; 1991:7*)

1. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas yang bekerja
2. Keadaan tanah dasar dimana bangunan akan dibangun
3. Waktu dan biaya pekerjaan.

Dalam perencanaan Pondasi, untuk menghindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

2.1.1. Syarat Umum Pondasi

Untuk menghindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

Syarat yang harus dipenuhi dalam perencanaan pondasi adalah:

1. Daya dukung tanah harus cukup kuat dan tegangan tanah dasar tidak boleh dilampaui.
2. Penurunan (*settlement*) yang terjadi harus sekecil mungkin. Atau

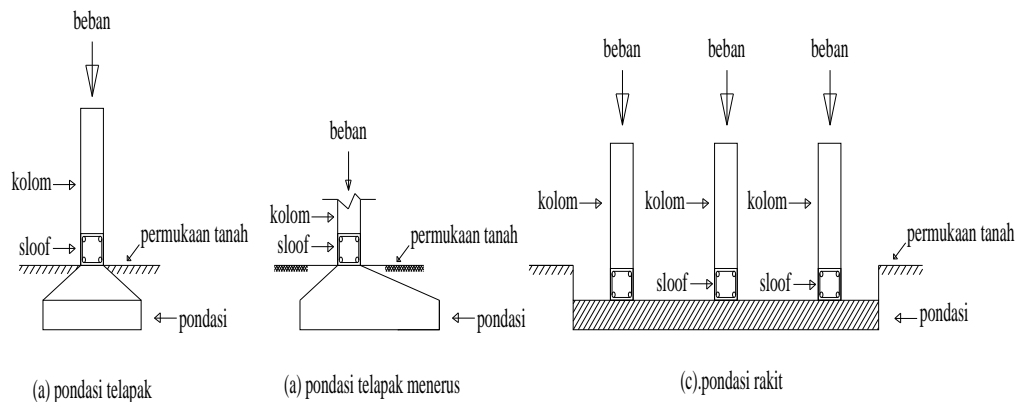
Sesuai ketentuan yang di ijinan (toleransi) yaitu 2 sampai 3 cm

Selain itu, suatu pondasi harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan deformasi, seperti :

1. Kedalaman pondasi harus memadai untuk menghindari pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi.
2. Kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Pondasi haruslah ekonomis didalam metode pemasangan.
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahaya-bahaya yang terdapat di dalam tanah, terutama pada bangunan laut.
5. Sistem harus mampu beradaptasi terhadap beberapa perubahan geometri konstruksi atau lapangan selama proses pelaksanaan.
6. Pergerakan tanah keseluruhan (umumnya penurunan) dan pergerakan diferensial harus mampu ditolerir oleh elemen pondasi.

2.1.2 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal, merupakan pondasi dimana bagian dasar pondasi menumpang langsung pada lapisan tanah yang dianggap kuat menahannya. Menurut Terzaghi, istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mana perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B) lebih kecil atau sama, ($D \leq B$). Pondasi lain yang mempunyai lebar kurang dari jarak D , dimasukkan dalam kategori pondasi dalam. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman ≤ 3 meter, yang mana termasuk didalamnya : pondasi telapak , pondasi menerus (lajur) dan pondasi rakit.



Gambar 2.1 (a) pondasi telapak (b) pondasi telapak menerus (c) pondasi rakit

- Pondasi Telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bila mana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit di bawah permukaan tanah. Merupakan pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.

b. Pondasi memanjang (continuous footing) adalah pondasi yang di gunakan untuk mendukung dinding memanjang atau di gunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga nila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.

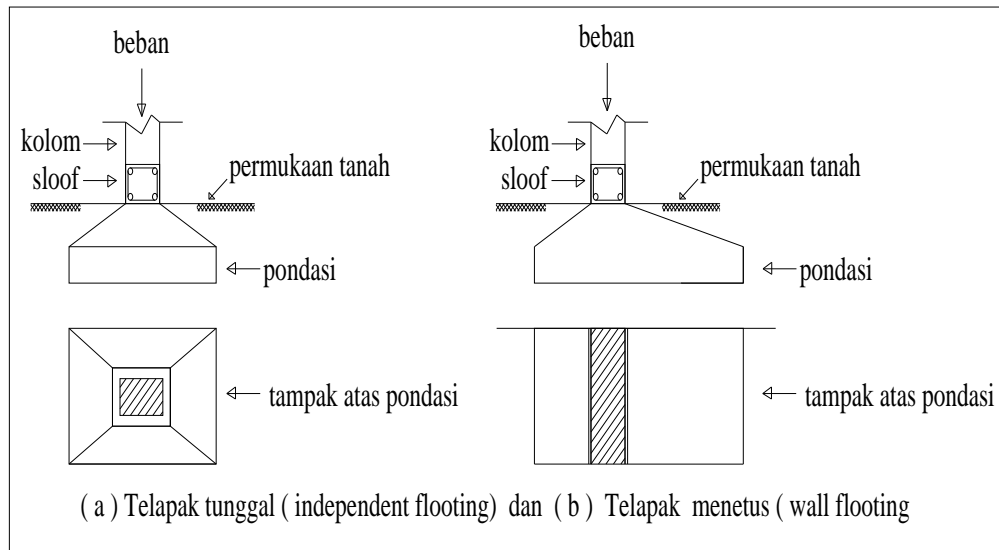
c. Pondasi Telapak – Klasifikasi dan Tujuannya

Pondasi telapak yang memikul beban sebuah kolom tunggal dinamakan pondasi telapak *sebar*, karena fungsinya adalah untuk “menyebarkan” beban kolom secara lateral kepada tanah, supaya intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman. Bagian pondasi ini kadang-kadang dinamakan pondasi tunggal atau pondasi telapak terisolasi. Pondasi telapak dinding digunakan untuk tujuan yang sama yakni untuk menyebarkan beban dinding kepada tanah, akan tetapi, seringkali lebar pondasi telapak dinding di kendalikan oleh factor-faktor selain dari tekanan tanah yang diijinkan karena beban –beban dinding (termasuk beban dinding) biasanya agak rendah. Bagian –bagian pondasi yang memikul lebih dari satu kolom, beton hampir secara umum di gunakan untuk pondasi telapak, karena ketahanannya di dalam lingkungan yang sangat buruk dan karena pertimbangan ekonomisnya. (*Josep E. Bowles “Analisa dan Desain Pondasi” jilid 1 edisi Revisi Penerbit – Erlangga – Jakarta 1982 : halaman 274*)

Pondasi telapak umumnya dibangun di atas tanah pendukung pondasi dengan membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukuranya sesuai dengan beban bangunan dan daya dukung pondasi itu.

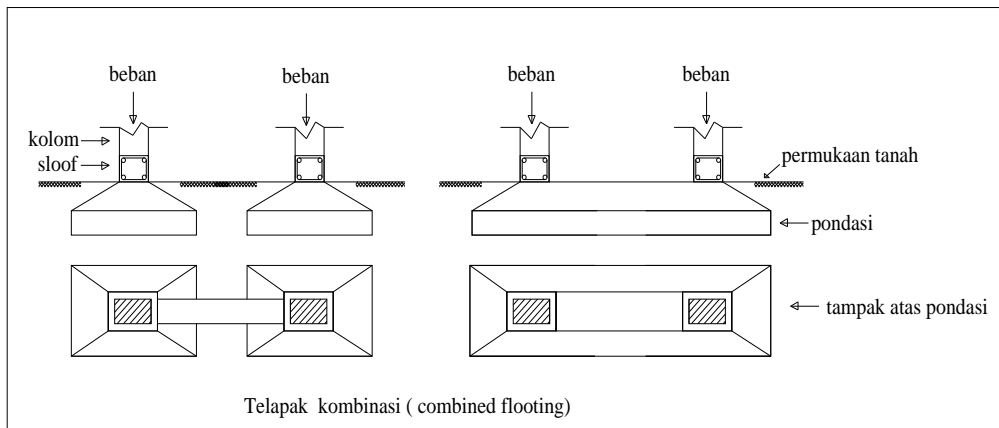
- Jenis –jenis pondasi telapak.

1. Pondasi telapak tunggal dan pondasi telapak menerus



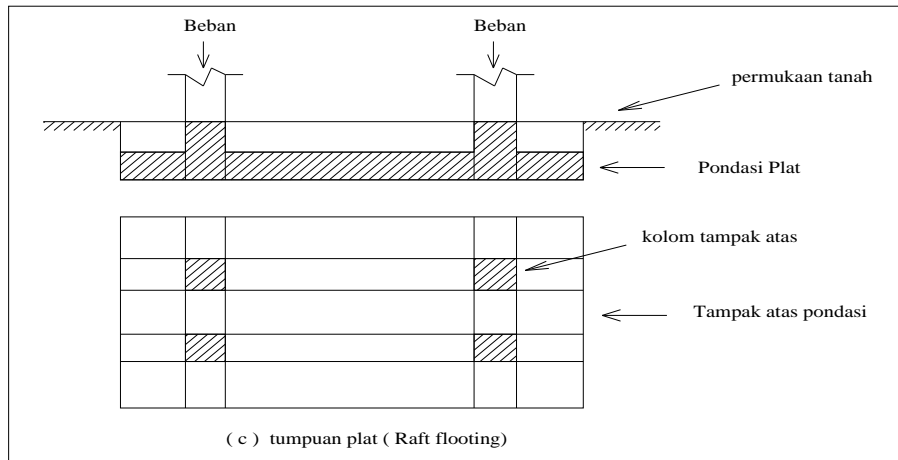
Gambar 2.2. (a). Pondasi telapak tunggal (b). Pondasi telapak menerus.

2. Pondasi telapak/ tumpuan kombinasi.



Gambar 2.3. Telapak kombinasi

3. Tumpuan plat.



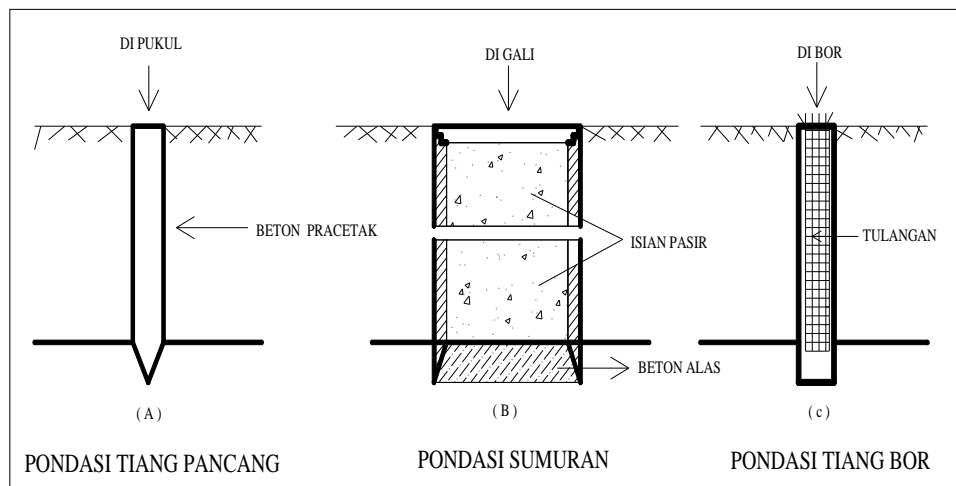
Gambar 2.4. Tumpuan Plat

- d. Pondasi Rakit (raft foundation atau mat foundation), di definisikan sebagai bagian bawah dari struktur yang berbentuk rakit melebar ke seluruh bagian dasar bangunan. Bagian ini berfungsi meneruskan beban bangunan ke tanah di bawahnya. Pondasi rakit di gunakan bila lapisan tanah fondasi berkapasitas dukung rendah, sehingga jika digunakan fondasi telapak akan memerlukan luas yang hampr memenuhi bagian bawah bangunannya. Terzaghi dan peck (1948) menyarankan bila 50% luas bangunan terpenuhi oleh luasan fondasi, lebih ekonomis jika di gunakan fondasi rakit karena dapat menghemat biaya penggalian dan penulangan beton.
- Kapasitas dukun ijin pondasi rakit

Pondasi rakit hanyalah merupakan fondasi yang lebar oleh karena itu hitungan-hitungan kapasitas dukung, sama seperti kapasitas dukung pondasi telapak. Kapasitas dukung ijin (q_a), di tentukan dari kaasitas dukung ultimit di bagi factor aman yang sesuai dan penurunan yang terjadi harus masih dalam batas toleransi.

2.1.3 Pondasi Dalam

Dipergunakan untuk pondasi suatu bangunan yang tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban bangunan, sehingga beban bangunan perlu dipindahkan kelapisan yang lebih dalam. Pondasi dalam umumnya mempunyai kedalaman $\frac{D}{B} \pm 3$ dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B), misal : pondasi tiang pancang, pondasi kaison, pondasi sumuran, dan pondasi tiang bor (*bored pile*).



Gambar 2.5. (a) Pondasi Tiang Pancang (b) Pondasi Sumuran (d) Pondasi Tiang Bor

Pondasi tidak langsung atau pondasi dalam digunakan apabila :

- Daya dukung tanah yang memenuhi berada atau terletak sangat dalam.
- Tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya.
- Lapisan tanah dibawah permukaan sampai kelapisan keras terdiri atas tanah lunak yang sangat tebal sehingga seandainya dipakai pondasi dangkal, biaya

penggalian tanah lunak itu lebih mahal daripada biaya pondasi dalam itu sendiri.

- Lapisan tanah permukaan merupakan jenis tanah yang mudah kembang susut.

2.1.4 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan suatu pondasi, ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan:

a. Keadaan tanah pondasi

Kokohnya suatu bangunan ditentukan antara lain oleh kokohnya tanah dasar yang mendukung. Sehubungan dengan itu, untuk merencanakan suatu pondasi bangunan, tanah dasarnya harus dikenal sebaik-baiknya. Harus kita ketahui besarnya kapasitas dukung tanah dasarnya serta sifat dan kelakuannya jika dibebani.

b. Kapasitas dukung tanah terhadap pembebanan

Daya dukung ultimit adalah beban maksimum yang sedemikian besarnya yang dapat ditahan oleh tanah sesaat sebelum hancur. Akibat pembebanan, tegangan didalam tanah meningkat, mula-mula tanah memadat, jika beban bertambah besar akan timbul retak-retak didalam tanah sampai tercapai suatu saat yang kekuatan tanahnya mencapai batas, kalau batas kekuatan tanah itu dilampaui maka tanahnya pecah sehingga tanah terdesak ke samping dan tanah tersembul atau terdesak naik diatas muka tanah.

c. Keadaan sekelilingnya

Ditinjau dari segi pelaksanaan ada beberapa keadaan dimana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan, meskipun macam pondasi yang sesuai telah terpilih, harus dilengkapi dengan pertimbangan kondisi tanah dan batasan-batasan struktur.

2.2. Pondasi Sumuran (Kaison)

2.2.1 Pengertian Pondasi Sumuran (Kaison)

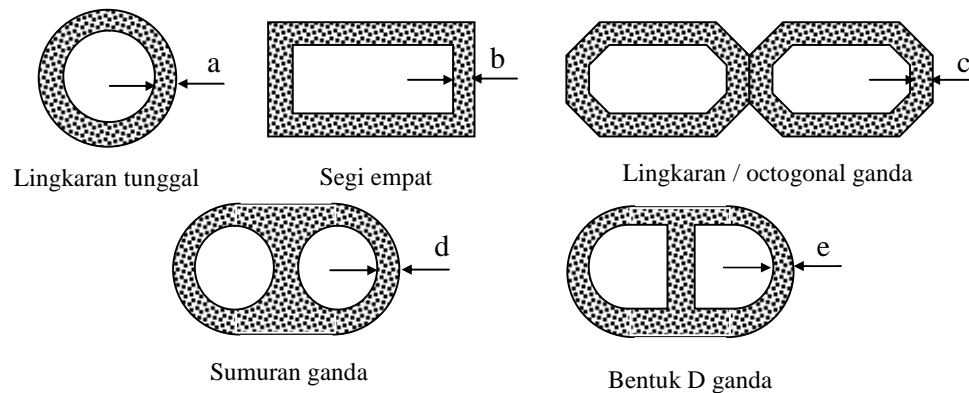
Pondasi kaison terdiri dari dua tipe, yaitu kaison bor (drilled caisson) dan kaison (caisson). Di Indonesia pondasi kaison (sumuran) sering dibuat berbentuk silinder sehingga umumnya disebut pondasi sumuran karena bentuknya yang mirip sumur. Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan dari pondasi dangkal ke pondasi dalam. Pondasi sumuran termasuk pondasi dalam yang dibuat dengan cara menggali lubang yang kemudian diisi dengan beton bertulang, dengan tujuan untuk mengirim beban ke lapisan yang lebih kuat. Kadang-kadang dasar sumuran diperlebar untuk mendapatkan daya dukung yang lebih besar. Proses perencanaan pondasi sumuran mempunyai tiga tahap dasar yaitu :

1. Penyelidikan tanah yang cukup teliti untuk dapat menentukan mungkin tidaknya penggunaan sumuran dilihat dari segi teknis dan pembiayaan termasuk menentukan sifat-sifat tanah lapisan pendukung
2. Menentukan bentuk dan metode pelaksanaan serta menetapkan besarnya beban yang diijinkan bekerja pada sumuran yang bersangkutan.
3. Merubah dan memperbaiki jika dianggap perlu disesuaikan dengan keadaan ataupun masalah yang timbul pada waktu pelaksanaan

2.2.2. Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran

Bentuk pondasi sumuran tergantung kepada keadaan lapisan pendukung dan gaya yang bekerja. Bentuk-bentuk penampang pondasi sumuran adalah :

- a. Lingkaran tunggal
- b. Segi empat
- c. Lingkaran / Octagonal ganda
- d. Sumuran ganda
- e. Bentuk D ganda



Gambar 2.6. Contoh bentuk-bentuk pondasi sumuran (Kaison)

2.2.3. Penggunaan Pondasi Sumuran

Apabila dikehendaki pondasi dalam, maka pondasi sumuran merupakan alternatif dari pondasi tiang pancang. Pertimbangan untuk memilih tidak saja didasarkan pada biaya, tetapi juga pada faktor teknis dan lingkungan.

Keuntungan penggunaan pondasi sumuran sebagai berikut :

1. Sumuran dapat digali sampai lapisan yang dikehendaki sehingga mudah diperiksa susunan lapisannya.
2. Dalam lapisan pasir padat, lapisan kerikil atau batu-batuan lapuk, pondasi sumuran akan lebih mampu mengatasinya daripada pondasi tiang pancang.

3. Pelaksanaan sumuran tidak memindahkan volume tanah seperti tiang pancang sehingga tidak menyebabkan perubahan struktur tanah yang dapat membahayakan bangunan-bangunan di sekitarnya.
4. Tidak menimbulkan getaran dan keributan pada saat membangunnya.

Sedangkan kerugian penggunaan pondasi sumuran antara lain adalah :

1. Berhasilnya pemasangan pondasi ini tergantung pada pengalaman dan keterampilan pelaksanaan.
2. Dalam situasi tertentu, penggalian sumuran dapat menimbulkan pengaruh yang kurang baik pada dasar galian dan sisi galian.

2.2.4. Alasan pemilihan pondasi sumuran.

Pondasi sumuran dipilih karena lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam, berkisar antara 3,5 sampai 5 meter. Kedalaman ini bagi pondasi dangkal terlalu dalam, tetapi bagi pondasi tiang terlalu dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah fondasi sumuran, pertimbangan ini adalah pertimbangan pelaksanaan. Karena cara pelaksanaan tipe sumuran, akan lebih mudah dibandingkan kedua tipe yang lain.

2.2.5. Jenis – jenis pondasi sumuran dan pelaksanaan.

Pondasi sumuran (kaison) dibedakan menjadi kaison terbuka (*open caison*) dan kaison tekanan (*pneumatic caison*), (Sosrodarsono, S dan Nakazawa, K; 2000:141)

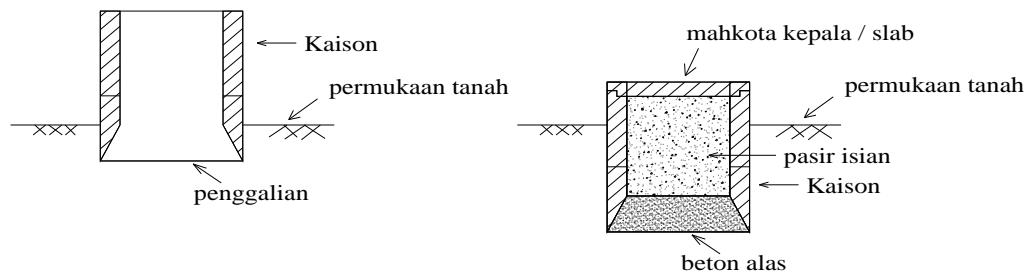
a. Kaison Terbuka (*Open caison*)

Kaison terbuka di buat berdasarkan prosedur yang di perlihatkan dalam Gbr.

2.2 Mula – mula bagian yang tajam dibuat di permukaan tanah (dalam beberapa hal, pada sisinya). Ketika pengerjaan tubuh beton mendekati

penyelesaian, penggalian di dalam kaison di mulai. Selama penggalian, kaison mulai terbenam. Kemudian ketika tubuh kaison mulai tenggelam dan mendekati dasar pondasi, unit kaison yang lain mulai disambungkan, diulangi lagi sampai kaison berpijak pada kedalaman yang direncanakan.

Untuk cara penggalian, umumnya dilakukan secara basah dengan menggunakan keranjang *clamshell* yang dipasang pada ujung kawat mesin derek (*crame*). Karena beton lantai dasar umumnya terletak dibawah permukaan air, dipakai cara penggetaran dengan membuat pipa – pipa getar atau memakai beton pracetak.



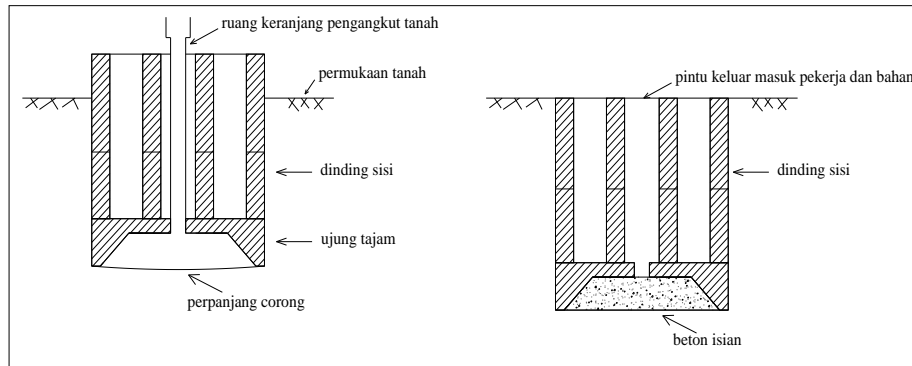
Gambar 2.7. Proses Pembuatan kaison Terbuka

b. Kaison Tekanan (*pneumatic Caisson*)

Konstruksi tubuh kaison sama dengan kaison terbuka, tetapi dalam cara ini dipakai ruang kerja yang kedap udara dengan memasang langit-langit setinggi 1.8 m – 2.0 m dari sisi kaison. Kemudian kedalam ruangan kerja dipompa udara bertekanan sama dengan tekanan air tanah, agar air tidak membanjari ruangan tersebut, sehingga pengalihan dapat dilaksanakan.

Untuk kaison besar digunakan dua buah pintu udara, satu untuk keluar masuknya pekerja dan lainnya untuk mengeluarkan pasir.

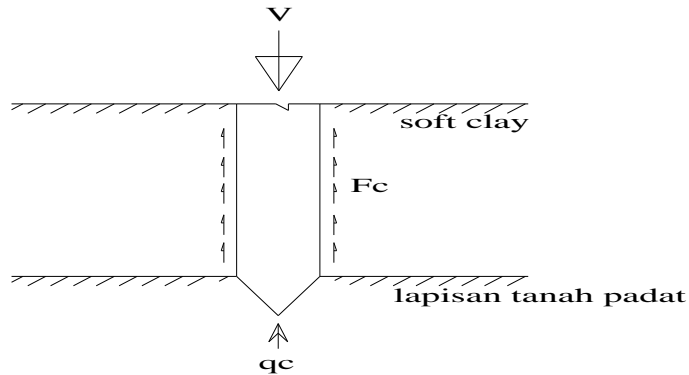
Bila penurunan telah mencapai kedalaman yang dikehendaki, kedalam ruang kerja dituangkan beton setelah kekuatan tanah diperiksa dan tanah pondasi telah terjamin.



Gambar 2.8 Proses Pembuatan Kaison Tekan

2.2.6. Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran (kaison)

Untuk menentukan daya dukung pondasi terlebih dahulu mengetahui data – data tanah, momen yang bekerja dan beban yang menbebani Pada sumuran ini umumnya didukung oleh tanah dengan kondisi tiang yang tertahan pada ujung (End Bearing Pile) Tiang semacam ini dimasukkan sampai lapisan tanah keras sehingga beban yang ada dipikul oleh lapisan ini di salurkan kedalam tanah keras yang berada pada ujung tiang. Dengan percobaan alat sondir dapat ditentukan sampai berapa kedalaman tiang harus dimasukan ke dalam tanah dan berapa daya dukung pada kedalaman tersebut.



Gambar 2.9. Reaksi akibat tanah padat (Bearing pile)

Menentukan daya dukung ultimate pondasi dalam perencanaan pondasi sumuran ini, daya dukung ultimit menggunakan rumus pondasi antara lain:

(Sumber Manual Pondasi Tiang edisi ke 3 hal 53, Hary Christady Hardiyatmo Analisa dan Perancangan Fondasi II edisi kedua tahun 2011 hal 412)

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p$$

$$= q_u \cdot A_b + f_s \cdot A_s - W_p$$

Daya dukung ijin (Q_a)

$$Q_a = \frac{Q_u}{n}$$

Dimana :

Q_u = kapasitas dukung ultimit (KN)

Q_b = Kapasitas dukung ujung tiang (KN)

Q_s = daya dukung selimut tiang (KN)

A_b = luas penampang kaisan (m^2)

A_s = Luas selimut (m^2)

W_p = berat pondasi tiang (KN)

$$q_u = 1,3 c N_c + P_0 N_q + 0,3 B N \quad (\text{kN/m}^2)$$

f_s = Faktor gesek satuan antara tanah dan dinding (kN/m^2)

2.2.7 Daya Dukung Selimut Tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah homogen dapat dituliskan dalam bentuk (*sumber Manual Pondasi Tiang edisi ke 3, hal 53.*)

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot P$$

Dimana: Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

F_s = gesekan selimut tiang (ton/m^2)

L = panjang tiang (m)

P = keliling penampang tiang (m)

Tabel 2.1 Faktor gesekan dinding (f_s) untuk berbagai jenis tanah (Terzaghi 1943)

Jenis tanah	Faktor gesekan dinding (f_s) (kg/cm^2)
Lanau dan lempung lunak	0,07-0,30
Lempung sangat kaku	0,49- 1,95
Pasir tidak padat	0,12 – 0,37
Pasir padat	0,34 – 0,68
Kerikil Padat	0,49 – 0,98

Untuk mempermudah pemasangan kaisan, maka sebaiknya tahanan gesek dinding harus sama dengan berat kaisan. Karena itu kalau kaisan berbentuk selinder, maka : (*sumber Hary Chrystady Hardiyatmo TEKNIK FONDASI 2 cetakan ke – 4, 2008*)

$$\frac{1}{4} (D^2 - d^2) H \text{ beton} = f_s D H$$

Factor gesekan dinding ;

$$f_s = \frac{\gamma_{\text{beton}} (D^2 - d^2)}{4D}$$

Dimana:

f_s = factor gesekan dinding (KN/m²)

beton = berat volume beton (KN/m³)

D = diameter luar kaisan (m)

d = diameter dalam kaisan (m)

H = kedalaman penetrasi (m)

Tahanan gesek satuan dinding tiang dan Tanah, secara empiris dapat pula di peroleh dari nilai tahanan ujung kerucut yang di berikan oleh Mayerhof (1956), sebagai berikut :

- 1 Untuk tiang pancang beton dan kayu pada tanah pasir

$$f_s = \frac{q_c}{200} \quad \text{kg/cm}^2$$

- 2 Untuk tiang pancang baja profil H pada tanah pasir

$$f_s = \frac{q_c}{400} \quad \text{kg/cm}^2$$

- 3 Di Belanda, untuk tiang-tiang beton dan kayu pada tanah pasir di gunakan

$$f_s = \frac{q_c}{250} \quad \text{kg/cm}^2$$

Tabel 2.2 Faktor aman yang disarankan (Reese & O' Neill, 1989)

(Sumber ; Hardiyatmo, H.C.,. Teknik Pondasi II; cetakan ke 4 tahun 2008, hal 119)

Klasifikasi Struktur	Faktor Keamanan (SF)			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol Jelek	Kontrol sangat jelek
Monumental	2.3	3	3.5	4
Permanen	2	2.5	2.8	3.4
Sementara	1.4	2	2.3	2.8

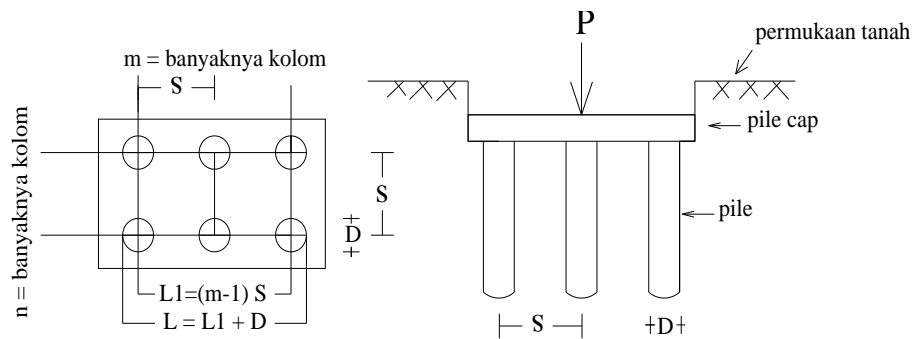
Pengambilan faktor keamanan (n) untuk Q_s lebih rendah daripada keamanan untuk Q_p karena gerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan jauh lebih kecil dari pada gerakan untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia umumnya digunakan $FK = 2.5$ baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung tiang.

2.3. Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok $p_f L_f$ terhadap jumlah tahanan kulit masing – masing tiang $D_k f L_f$, atau :

$$y = \frac{p_f L_f}{f D_k f L_f}$$

$$y = \frac{2 (m + n - 2)}{mn f D}$$



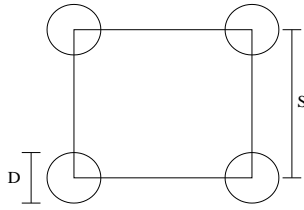
Gambar 2.10 Reaksi akibat tanah padat (Bearing pile)

Effisiensi kelompok tiang bergantung pada beberapa faktor diantaranya :

1. Jumlah tiang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as ke as tiang
2. Modus pengalihan beban (*gesekan selimut atau tahanan ujung*)
3. Prosedur pelaksanaan Konstruksi
4. Urutan instalasi tiang
5. Interaksi antara pile cap dengan tanah dipermukaan

Penentuan daya dukung sebagai tiang kelompok perlu dihitung efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya dukung sebuah tiang yang berdiri sendiri tidak sama besarnya dengan tiang yang berada dalam suatu kelompok tiang.

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada jarak tiang (S) yang satu dengan yang lainnya, jika tiang makin rapat maka makin kecil nilai efisiensinya dan begitu juga sebaliknya, Syarat jarak tiang kelompok :



Gambar 2.11 Skema Jarak Antar Tiang

- a. $S > 2.5 D \rightarrow$ jika terlalu dekat kemungkinan tiang yang berdekatan akan terangkat pada saat pemancangan (tetapi pada pondasi yang dicetak ditempat hal ini tidak terjadi)
- b. $S < 2.00 \text{ m} \rightarrow$ jika terlalu renggang konstruksi Poer akan mahal
- c. $S = \frac{1.57 \times D \times m \times n}{m + n - 2} \rightarrow$ syarat agar efisiensi (y) < 1

Dimana :

S = jarak antar tiang (m)

D = diameter tiang (m)

m = jumlah baris tiang arah X

n = jumlah tiang per-baris arah Y

Daya dukung efektif dari satu tiang dalam suatu kelompok akan lebih kecil dari daya dukungnya sendiri. Hal ini disebabkan karena adanya nilai efisiensi kelompok (y) yang nilainya kurang dari 1,0. Penentuan daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan factor efisiensi seperti rumus berikut ini:

$$Q_{pg} = y \times n \times Q_s$$

Dimana :

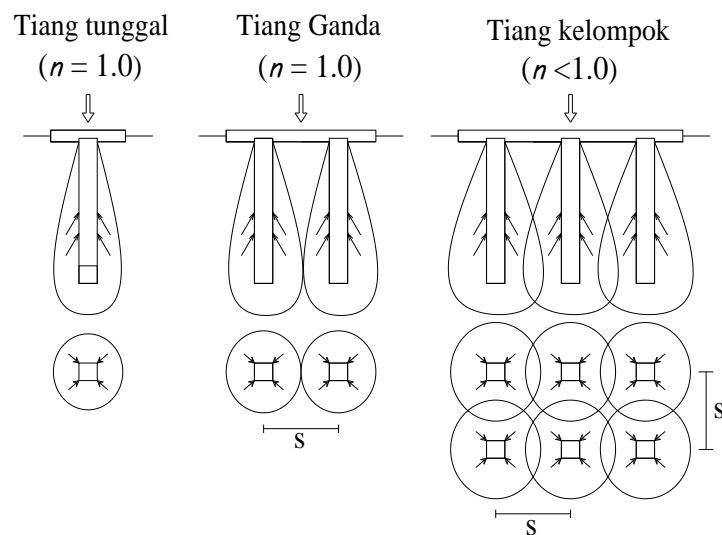
Q_{pg} = Daya dukung kelompok tiang

$Q_{l \text{ tiang}}$ = Daya dukung satu tiang

η = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang

Kontribusi daya dukung tiang yang di hasilkan dari lekatan / friksi kulit tiang dengan tanah di sekeliling tiang (lihat sketsa).



Gambar 2.12 Skema Efisiensi Kelompok Tiang

Rumus efisiensi kelompok banyak sekali ragamnya, dibawah ini disajikan beberapa rumus efisiensi yang lazim digunakan dalam hitungan. Apabila hitungan dilakukan dengan lebih dari satu macam rumus, maka angka efisiensi diambil yang terkecil karena akan diperoleh safety faktor yang paling aman.

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

a. Rumus Converse – Labarre (AASHO)

$$b. \quad y = 1 - \frac{\theta}{90} \cdot \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right]$$

$$\text{Dimana : } \theta = \arctan \frac{D}{S}$$

c. Rumus Los Angeles Group

$$y = 1 - \frac{D}{f.s.m.n} \left[m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)(\sqrt{2}) \right]$$

d. Rumus Seiler – Keeney

$$y = \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2 - 7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{(m+n)}$$

Dimana :

m = Jumlah baris arah X

n = Jumlah tiang dalam baris arah Y

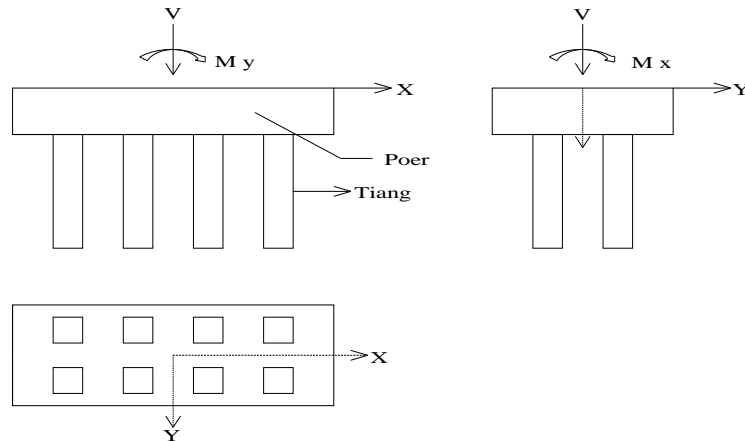
D = Diameter tiang

s = Jarak antar tiang

Kelompok tiang yang menerima beban normal sentries dan momen yang bekerja pada dua arah. Beban sentris adalah jika garis kerja beban jatuh tepat diperpotongan sumbu simetris (x-x) dan (y-y).

Beban sentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disembarang titik yang terletak pada (x-x) dan (y-y) saja dan beban eksentris dua arah adalah jika garis

kerja beban tidak bekerja di (x-x) maupun (y-y). kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua titik.



Gambar 2.13 Skema Pondasi Tiang Kelompok

Dari gambar diatas dapat dirumuskan :

$$P_{\max - \min} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_x \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_y \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \sum Y^2}$$

Dimana :

P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang

$\sum V$ = Jumlah total beban normal

M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X

M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (group pile)

X_{\max} = Absis terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{\max} = Ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

n_x = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

n_y = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

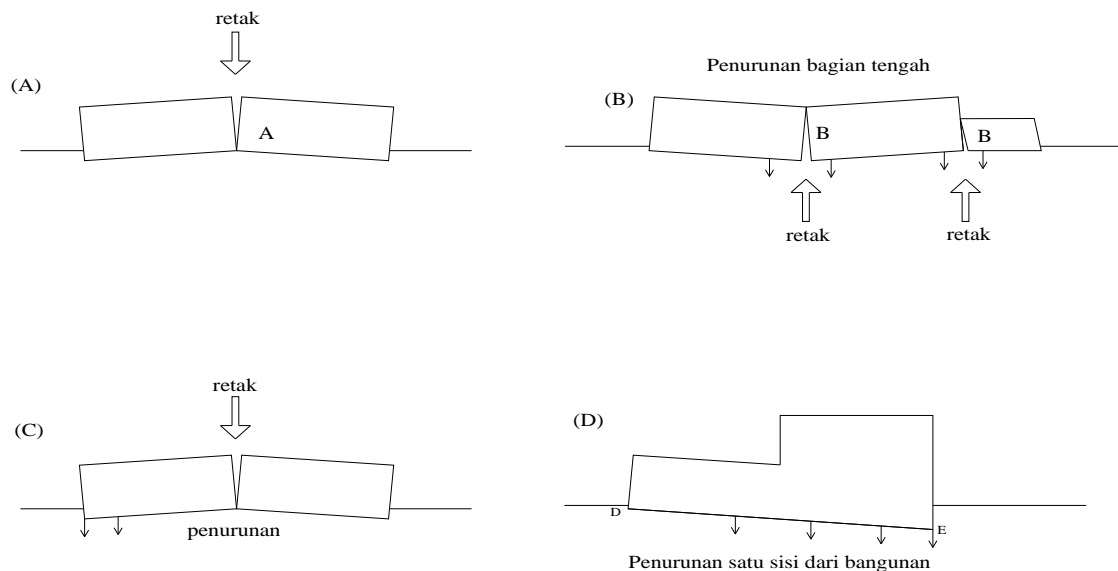
$\sum X^2$ = Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$\sum Y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat - ordinat tiang

Apabila dalam merencanakan pondasi bor kontrol daya dukung tidak memenuhi, maka dalam perencanaan kita dapat menambah daya dukung dengan menyesuaikan kedalaman dan diameter tiang.

2.4. Penurunan pondasi tiang sumuran

Istilah penurunan (settlement) di gunakan untuk menunjukkan gerakan titik tertentu pada bangunan terhadap titik referensi yang tetap. Jika seluruh permukaan tanah dibawah dan di sekitar bangunan turun secara seragam dan penurunan terjadi tidak berlebihan, maka turunnya bangunan tidak akan nampak oleh pandangan mata dan penurunan yang terjadi tidak menyebabkan kerusakan bangunan. Namun, kondisi demikian tentu mengganggu baik pandangan mata maupun kestabilan bangunan, jika penurunan terjadi berlebihan umumnya penurunan tak seragam lebih membahayakan bangunan daripada penurunan total.



Gambar 2.14 contoh kerusakan bangunan akibat penurunan

Syarat Penurunan ijin total untuk bangunan dinding bata = 25- 30 mm.

(*Showers, 1962*)

Tabel 2.3 Penurunan Ijin (Showers, 1962)

Tipe gerakan	Faktor pembatasan	Penurunan maksimum
Penurunan total	Drainase	15-30 cm
	Jalan masuk	30-60 cm
	Kemungkinan penurunan tidak seragam:	
	Bangunan dinding bata	2,5-5 cm
	Bangunan rangka	5- 10 cm
	Cerobong asap, silo, pondasi rakit (<i>mat</i>)	8-30 cm
Kemiringan	Stabilitas terhadap penggulingan	Bergantung pada tingi dan lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	<i>Rolling of trucks, dll.</i>	0,01 L
	<i>Stacking of goods</i>	0,01 L
	Operasi mesin – perkakas benang tenun	0,003 L
	Operasi mesin – generator turbo	0,0002 L
	Rel derek (<i>crane rail</i>)	0,0003 L
	Drainase lantai	0,01 – 0,02 L
Gerakan tidak seragam	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 – 0,001 L
	Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata) dinding retak	0,001 – 0,002 L
	Plesteran retak (gypsum)	0,001 L
	Bangunan rangka beton bertulang	0,0025 – 0,004 L
	Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003 L
	Rangka baja	0,002 L
	Rangka baja sederhana	0,005 L

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertikal adalah sebagai berikut :

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

Dimana :

S_1 = penurunan batang tiang

S_2 = penurunan yang di sebabkan beban pada titik tiang

S_3 =penurunnyang di sebabkan oleh beban yang di transmisikan sepanjang poros tiang

Prosedur untuk memperkirakan tiga elemen penurunan tiang pondasi adalah sebagai berikut :

- Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S_1)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal, maka deformasi tiang dapat di evaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana : Q_{wp} = beban vertikal yang diterima pondasi

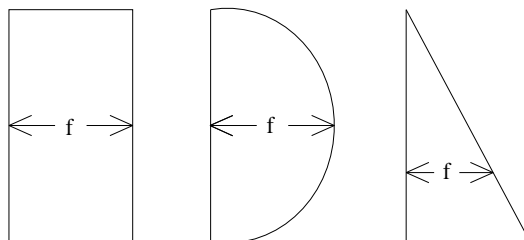
Q_{ws} = beban yang di karenakan gesekan selimut pondasi

A_p = Luas penampang tiang

L = panjang tiang

E_p = Modulus elastisitas tanah , (beton $(4700\sqrt{f' C})$)

= koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi



Gambar 2.15 Berbagai jenis gesekan distribusi sepanjang batang tiang

Besarnya distribusi perlawanan tergantung pada sifat dari unit distribusi gesekan (kulit) reistensi sepanjang batang tiang. Jika distribusi (f) adalah seragam atau parabola murni, seperti di tunjukkan pada gambar A dan B, nilai adalah setara dengan 0,5. Namun, untuk distribusi segi tiga dari gambar C, nilai adalah sekitar 0,67 (vesic, 1977).

Perkiraan nilai rasio poisson (μ) dapat dilihat pada **tabel 2.4** Terzaghi menyarankan:

$\mu = 0.3$ untuk pasir

$\mu = 0.4$ sampai 0.43 untuk lempun.

Umumnya, banyak di gunakan :

$\mu = 0.3$ sampai 0.35 untuk pasir

$\mu = 0.4$ sampai 0.5 untuk lempun.

Tabel 2.4: perkiraan angka poisson (μ), (Sumber Hary C., H. Analisis dan perancangan fondasi I Hal 280)

Macam tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung pasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus (angka pori, $e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
leos	0,1 – 0,3

Tabel 2.5 : perkiraan modulud elastis (E), (sumber Hary C.,H. Hal 281)

Macam tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3.000
Lunak	2.000 – 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000
Berpasir	30.000 – 42.500
Pasir	
Berlanau	5.000 – 20.000
Tidak padat	10.000 – 25.000
Padat	50.000 – 100.000
Pasir dan kerikil	
Padat	80.000 – 200.000
Tidak padat	50.000 – 140.000
Lanau	2.000 – 20.000
Loess	15.000 – 60.000
Serpih	140.000 – 1.400.00

- Penuunan dari ujung tiang (S_2)

Penyelesaian penurunan yang disebabkan oleh beban dilakukan pada titik tiang dapat dinyatakan dalam bentuk yang sama dengan persamaan untuk pondasi dangkal.

$$S_2 = \frac{q_{wp} + D}{E_s} \cdot (1 - \mu^2 \cdot s) \cdot I_{wp}$$

Dimana : D = kedalaman tiang pondasi

q_{wp} = beban vertikal yang diterima pondasi

E_s = modulus elastisitas tanah, (beton $(4700 \sqrt{f' C})$)

μ_s = rasio poision untuk tanah

I_{wp} = fakto pengaruh

Tujuan dari semua, (I_{wp}) dapat diambil untuk menjadi = , dengan tidak adanya hasil eksperimen, sehingga nilai – nilai perwakilan dari rasio poiso dapat di ketahui .

Vesic (1977) juga telah menyusun suatu metode ssemi empiris untuk memperoleh besarnya penurunan (S_2) sebagai berikut:

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p}$$

Dimana : q_p = tahanan ujung tiang

C_p = koefisien empiris

D = kedalam tiang pondasi

Q_{wp} = beban vertikal yang diterima pondasi

Tabel 2.6 Nilai koefisien C_p [Eq. (8.60)] (sumber vesic, 1977)

Tipe tanah	Tiang pancang	Tiang bor
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 0,12

Nilai C_p untuk mewakili berbagai tanah dibeikan dalam tabel

- Penurunan akibat pengalihan beban (S_3)

Penyelesaian penurunan yang di sebabkan oleh beban yang dibawa oleh batang tiang :

$$S_3 = \left(\frac{Q_{ws}}{PL} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \times \frac{D}{E_s} (1 - \mu^2_s) I_{ws}$$

Dimana : P = keliling tiang

L = panjang tiang tertanam

$$I_{wp} = \text{faktor pengaruh} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

Dengan catatan bahwa istilah Q_{ws} / PL dalam persamaan di atas adalah nilai rata – rata dari (f) sepanjang batang tiang. Faktor pengaruh, I_{ws} dapat

dinyatakan dengan hubungan empiris sederhana seperti persamaan di atas (Vesis 1977).

Vesis (1977) juga mengusulkan hubungan empiris sederhana yang mirip dengan persamaan di atas untuk memperoleh S_3 sebagai berikut :

$$S_3 = \frac{Qws . Cs}{L . qp}$$

Dimana $Cs = \text{konstanta empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) . Cp$

Untuk nilai Cp yang di gunakan dalam persamaan diatas dapat di perkirakan dari tabel 2.6.

2.5. Sondir

Daya dukung yang ditahan oleh tanah sangat bervariasi dan tergantung dari macam atau jenis dan kepadatan dari tanah yang bersangkutan, maka salah satu cara untuk mengetahuinya adalah dengan penyondiran.

Dengan menekan / memukul berbagai macam alat ke dalam tanah dan mengukur besarnya gaya atau jumlah pukulan yang diperlukan, akan mengetahui dalamnya berbagai lapisan dan mendapatkan indikasi mengenai kekuatannya. Penyelidikan semacam ini disebut percobaan penetrasi dan alat yang dipakai disebut Penetrometer.

Karena hal ini tidak memberikan keterangan-keterangan tentang jenis tanah, maka dalam pemakaiannya sebaiknya selalu di hubungkan dengan lubang bor, penyelidikan semacam ini terutama dipakai untuk mendapatkan keterangan pada titik-titik atau tempat –tempat di antara lubang bor.

1.4.1 Tujuannya

Pemeriksaan bertujuan untuk mengetahui perlawanan penetrasi konus (PK) dan hambatan lekat tanah (HL), Perlawanan penetrasi konus adalah perlawanan tanah terhadap ujung konus yang dinyatakan dengan gaya persatuan luas, Sedangkan hambatan lekat adalah perlawanan geser tanah terhadap selubung bikonus dalam gaya persatuan panjang.

Keuntungan yang diperoleh dari penggunaan alat penyondiran ini antara lain:

- Baik untuk tanah lempung
- Dapat dengan cepat menentukan letak lapisan tanah keras
- Dapat digunakan untuk menghitung (memperkirakan) daya dukung lapisan tanah lempung dengan menggunakan rumus empiris

Kerugiannya :

- Tidak dapat digunakan untuk lapisan tanah yang mengandung kerikil dan batu
- Hasil penyondiran sangat meragukan apabila letak alat tidak vertikal dan konus atau bikonus tidak bekerja dengan baik.

1.4.2 peralatan

- a. Mesin sondir ringan (2 ton) dan mesin sondir berat (10 ton).
- b. Seperangkat pipa sondir lengkap dengan batang dalam sesuatu kebutuhan dengan panjang masing – masing 1 meter.
- c. Manometer masing – masing 2 buah dengan kapasitas
 - Sondir ringan 0 – 50 kg/cm² dan 250 kg/cm²
 - Sondir berat 0 – 50 kg/cm² dan 600 kg/cm²
- d. Konus dan bikonus
- e. Empat (4) buah angker dengan perlengkapan (angker dan spiral)

- f. Kunci pipa, alat – alat pembersih, olie, minyak hidrolik.

2.4.3 Pelaksanaannya

- a. Pasang dan atur mesin sondir vertikal di tempat yang akan diperiksa dengan angker yang dimasukkan secara kuat ke dalam tanah, pengisian minyak hidrolik harus bebas gelembung – gelembung udara.
- b. Pasang konus atau bikonus (sesuai dengan kebutuhan) pada ujung pipa pertama.
- c. Pasang rangkaian pipa pertama beserta konus tersebut (b) pada mesin sondir.
- d. Tekan pipa untuk memasukkan konus atau bikonus sampai kedalaman tertentu umumnya setiap 20 cm.
- e. Tekan batang untuk pembacaan manometer :
 - Apabila menggunakan bikonus, maka penetrasi ini pertama-tama akan menggerakkan ujung konus kebawah sedalam 4 cm dan bacalah manometer sebagai perlawanan penetrasi konus (PK), Penekanan selanjutnya akan menggerakkan konus beserta selubung kebawah sedalam 8 cm lalu bacalah manometer sebagai hasil jumlah perlawanan (JP) yaitu perlawanan penetrasi konus (PK) dan hambatan lekat (HL).
 - Apabila dipergunakan konus, maka pembacaan manometer hanya dilakukan pada penekanan pertama (PK).
- f. Tekanlah pipa bersama batang sampai kedalaman berikutnya yang akan diukur, pembacaan dilakukan pada setiap penekanan pia sedalam 20 cm.

g. Pemberhentian pekerjaan :

- Sondir ringan : bila tekanan manometer tiga (3) kali berturut-turut melebihi 150 kg/cm^2 atau kedalaman maksimum 30 meter.
- Sondir berat : bila tekanan manometer tiga (3) kali berturut-turut melebihi 500 kg/cm^2 atau kedalaman maksimum 50 meter.

BAB III

Analisa Pembebanan Dan Statika

3.1. Data Perencanaan

3.1.1 Spesifikasi Bangunan

1. Fungsi Bangunan = Gedung Kuliah dan Administrasi
2. Nama Gedung = Gedung Pasca Sarjana Fakultas Hukum
Universitas Brawijaya Malang
3. Konstruksi Atap = Atap Rangka Baja
4. Lantai Bangunan = Plat Beton Bertulang
5. Lokasi Bangunan = Kampus Universitas Brawijaya Malang
6. Panjang Bangunan = 48 m
7. Lebar Bangunan = 24 m
8. Tinggi Bangunan = 34.30 m
9. Zona Gempa = Wilayah Gempa 4

3.1.2 Bahan Bangunan

1. Peraturan perencanaan dasar
 - a. Standar beton : SNI 03 – 2847 – 2002
 - b. Standar beban : PPUG 1983
2. Kuat tekan beton ($f'c$) : $300 \text{ kg/cm}^2 = 30 \text{ Mpa}$
3. Kuat leleh tulangan baja (f_y) :
 - a. Untuk tulangan ulir = $3200 \text{ kg/cm}^2 = 320 \text{ Mpa}$
 - b. Untuk tulangan polos = $2400 \text{ kg/cm}^2 = 240 \text{ Mpa}$

BAB III

PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1 Data Perencanaan

1. Spesifikasi umum

- a. Fungsi bangunan : Gedung kuliah
- b. Struktur atas : Portal beton bertulang
- c. Lantai tingkat : Plat beton bertulang
- d. Jenis konstruksi atap : Rangka baja dan beton
- e. Bentang memanjang : 48 m
- f. Bentang melintang : 24 m
- g. Tinggi bangunan : 34.30 m
- h. Data Tanah : Sondir (CPT)
- i. Struktur bawah : Pondasi strauss
- j. Zona gempa : Wilayah gempa 4

2. Pedomaan Perencanaan

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)1983
- b. SNI 03-2847-2002, tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- c. SNI-1726-2002, Tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian- penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu. Berat sendiri dari material konstruksi utama sesuai dengan PPIUG 1983 diambil sebagai berikut :

1. Beton bertulang : 2400 kg/m^3
2. Beton ringan : 1600 kg/ m^3

Beban hidup adalah beban bergerak yang bekerja pada suatu struktur. Sedangkan besarnya beban hidup yang direncanakan sesuai dengan PPIUG 1983 adalah sebagai berikut :

1. Beban hidup pada lantai gedung : 250 kg/m^2
2. Beban air hujan pada atap : 100 kg/m^2
3. Beban pada ruang rapat : 400 kg/m^2
4. Perpustakaan : 400 kg/m^2
5. Ruang kuliah : 250 kg/m^2

3.2 Pengolahan Data

3.2.1 Data-data tanah :

Cone Penetration Test /Sondir, sondir adalah salah satu survey lapangan yang berguna untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Alat ini digunakan untuk mengetahui perlawanan tanah terhadap konus (qc) dan hambatan lekatnya (JHL).

Penyelidikan tanah dilapangan pada proyek Gedung Fakultas Hukum dilakukan untuk mengetahui kondisi tanah asli dilapangan sehingga dapat merencanakan jenis pondasi yang efektif, serta perhitungan daya dukung tiang bor berdasarkan hasil sondir. Dari pengujian sondir ini , dapat diketahui letak setiap kedalaman tanah di lokasi penyondiran yang diperlukan sebagai penentuan rekomendasi bagi rancang bangun. Data hasil penyondiran untuk masing-masing titik pada proyek Pembangunan Gedung Fakultas Hukum dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel 3.1. Data-data yang diperoleh dari pengujian sondir

Kode titik	Kedalaman (m)	qc maks (kg/cm ²)	JP (kg/cm ²)
S1	6,20	192	225
S2	6,80	200	225
S3	7,00	195	225
S4	6,20	192	225

Dari data yang diperoleh dari pengujian sondir dilapangan tanah diproyek diklasifikasikan ke dalam Tabel 3.2

Tabel 3.2 Klasifikasi tanah dari data sondir dilapangan

Kedalaman	Hasil sondir		Klasifikasi
	qc	fs	
6,20 m	192	0,76	Lempung atau lempung kelanauan

6,80 m	200	0,8	Lempung atau lempung kelanauan
7,0 m	195	0,78	Lempung atau lempung kelanauan
6,20 m	192	0,76	Lempung atau lempung kelanauan

3.2.2 Data Balok dan Kolom

Tabel 3.3 Dimensi struktur

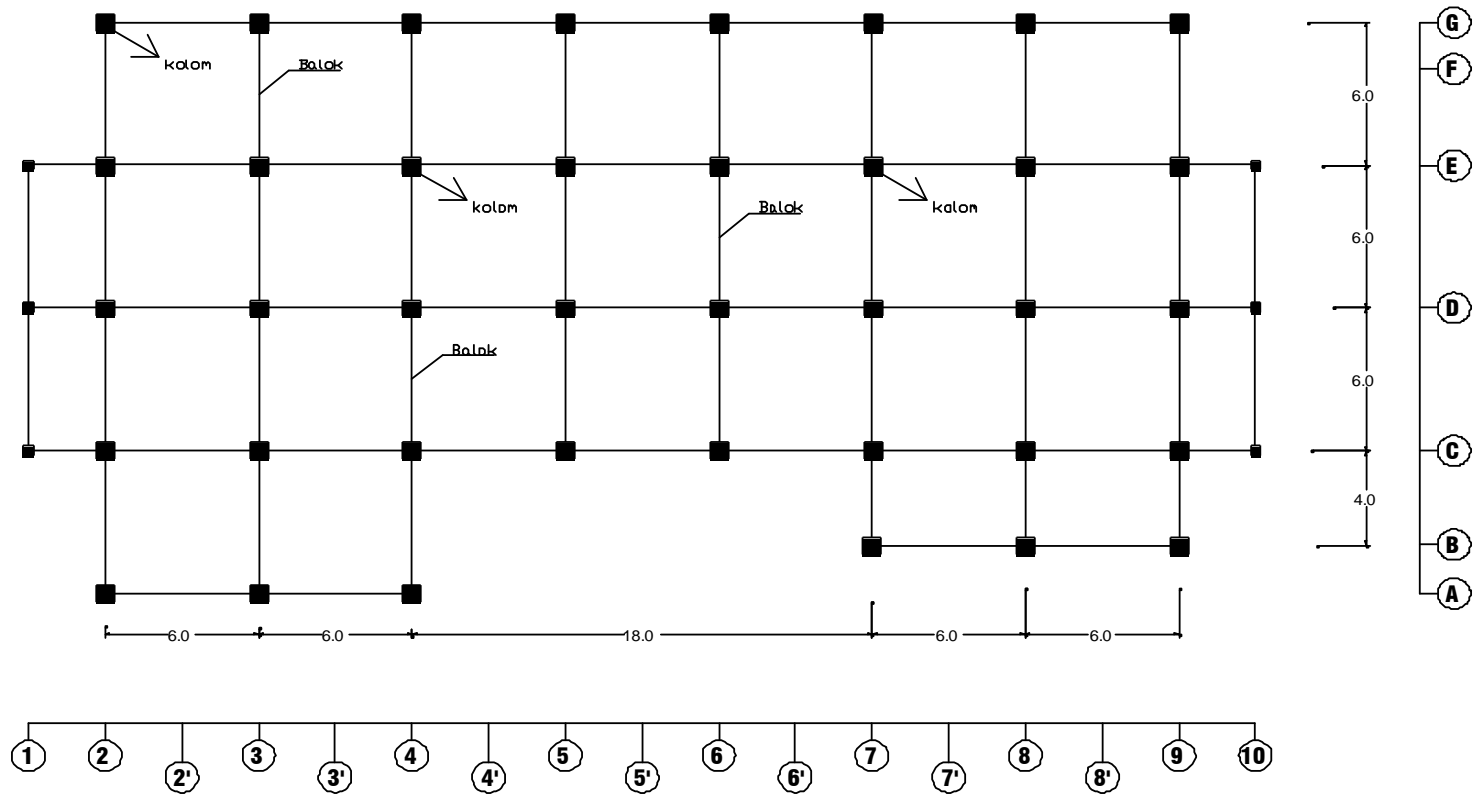
Lantai 1-7				
Balok		kolom		Pelat
Jalur	Dimensi	Jalur	Dimensi	Dimensi
C'1,D'1,C10, D'10,C,E	20/50	A2,A2',A3,A3',A4,A7,A7', A8,A8',A9,G2,G2',G3,G3',G4 G7,G7',G8,G8',G9	50/70	12
C	25/90	C1,C10,D1,D10,E1,E10	40/40	
D''2',E'2',E'3' E'5',E'6',E'7' ,E'8'	30/50	H5',H6	40/60	
B'2',	30/40	C2,C5,C6,C7,C8,C9,D2,D3,D4,D5	70/70	

B'3',D'2',D'3 C',C'',F		D6,D7,D8,D9,E2,E3,E4,E5,E6,E7, E8,E9,G5,G6		
B2,B3,B4,F1, F3	40/60	C3,C3',C4',C6'	40/70	

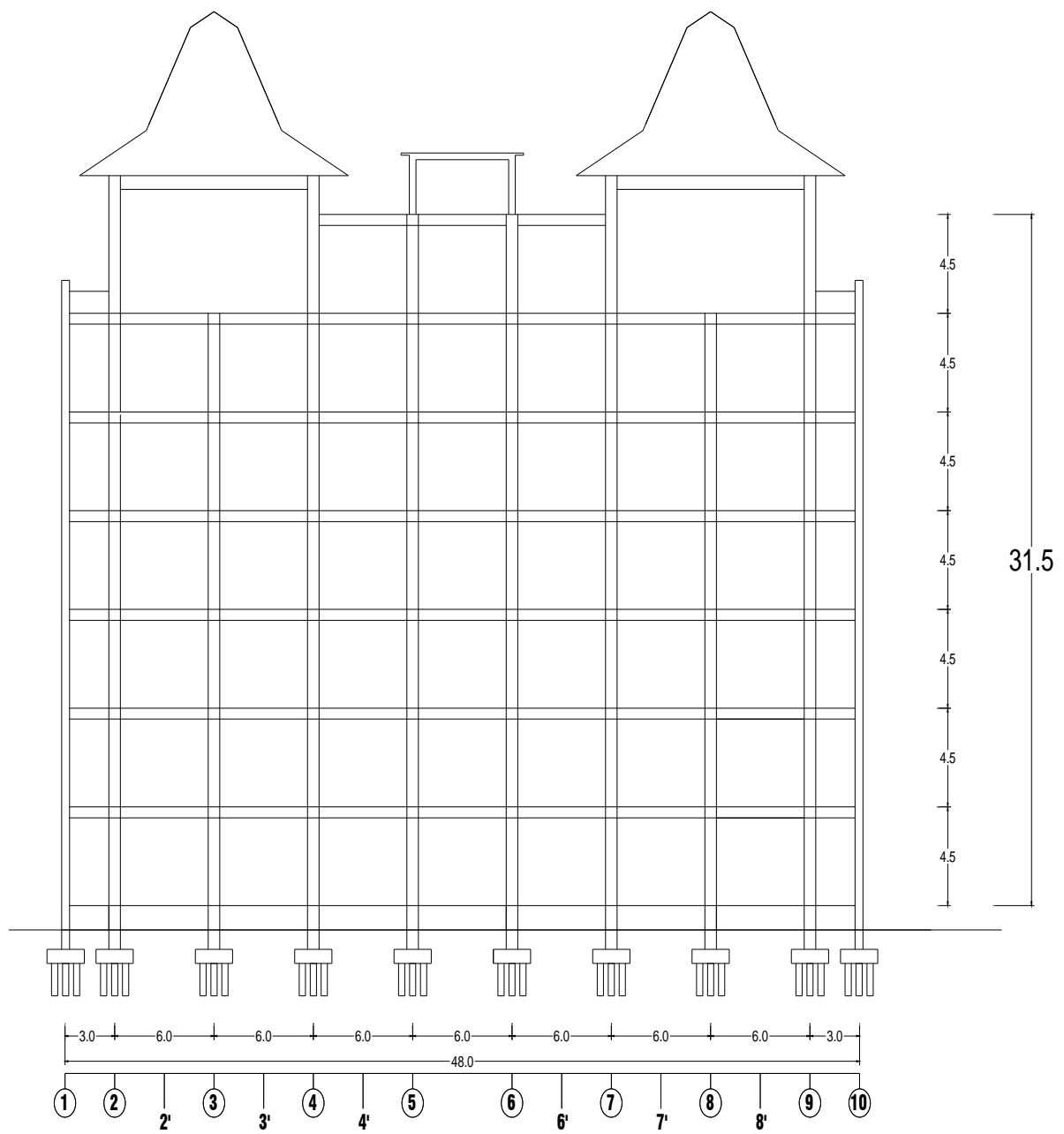
Ket : Satuan dalam cm

Analisa Pembebanan Dan Statika

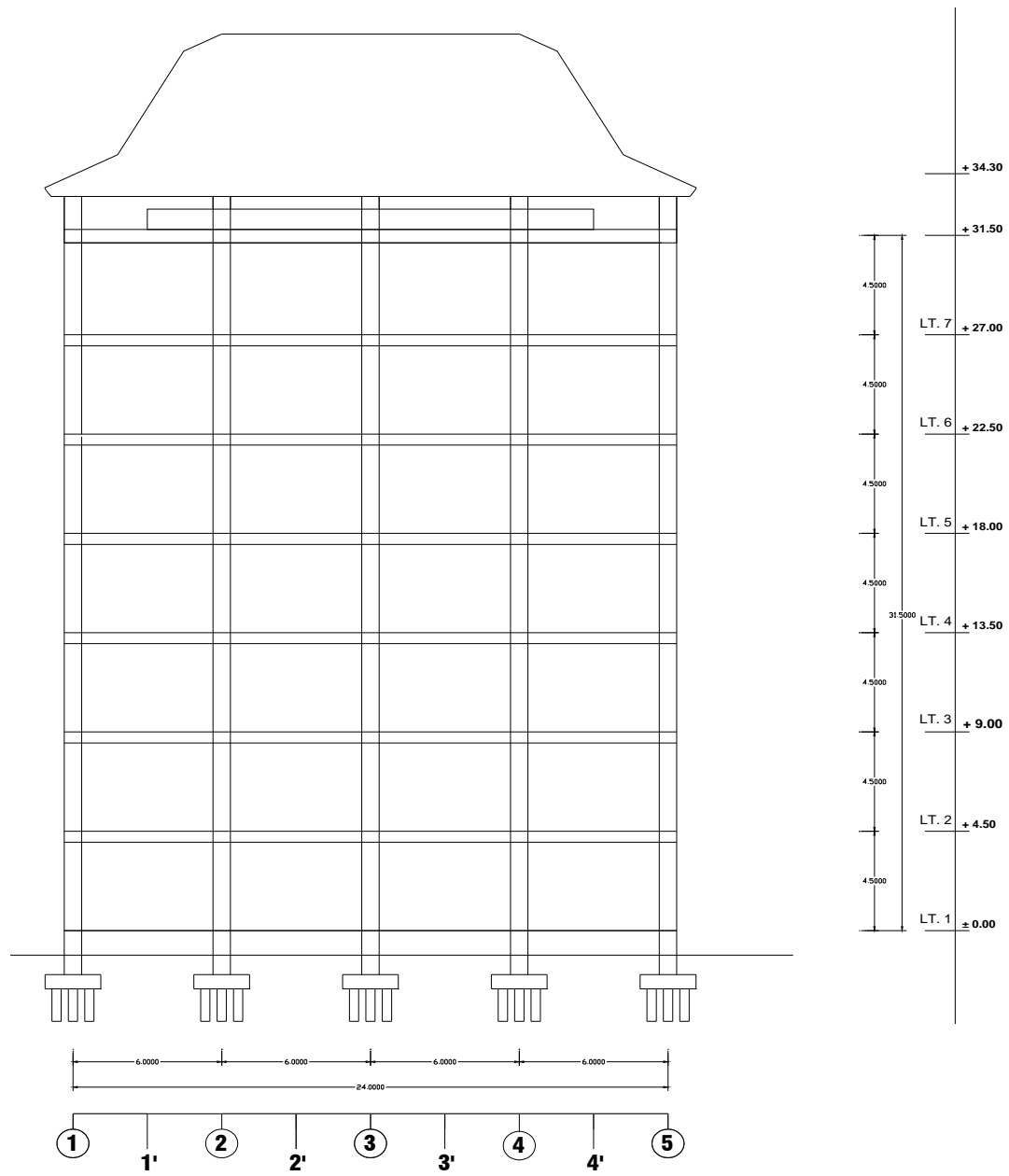
1. Perencanaan dimensi balok, kolom, dan tebal plat lantai sesuai dengan keadaan di proyek.
2. Perataan beban plat dengan cara meshing
3. Perhitungan pembebanan
 - a. Line memnjang, meliputi : beban mati terpusat (P), beban mati merata (qd), dan beban hidup merata (ql).
 - b. Line melintang meliputi :beban mati terpusat (P), beban mati merata (qd), dan beban hidup merata (ql).
4. Perhitungan gempa statis ekivalen



Gambar 3.1 *Denah*



Gambar 3.2 *Portal memanja*



3.3 Gambar Portal melintang

3.3 Perhitungan Pembebanan Plat

Berat sendiri pelat, balok dan kolom akan dipergunakan menggunakan program analisa struktur staad 3 dimensi.

3.3.1 Atap

Pada bagian atap terdapat plat atap, roof tank atau tandon air

Pembebanan untuk plat atap

a. Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} \text{-Berat plafond} &= 11 \text{ kg/m}^2 &= 11 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Berat penggantung} &= 7 \text{ kg/m}^2 &= \underline{7 \text{ kg/m}^2} + \\ &&\mathbf{qd = 18 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

Note : dalam perhitungan pembebanan struktur ini dengan menggunakan metode plat messing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung kerana sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer :STAAD PRO)

b. Beban Hidup (ql)

$$\begin{aligned} \text{-Beban orang} &= 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Beban air hujan untuk plat atap} &= 0,05 \times 1000 &= \underline{50 \text{ kg/m}^2} + \\ &&\mathbf{qd = 150 \text{ kg/m}^2} \end{aligned}$$

Pembebanan untuk ruang tandon air

a. Beban mati (qd)

$$\begin{aligned} \text{-Berat spesi} &= 0,03 \times 1 \times 1 \times 2100 \text{ kg/m}^2 &= 63 \text{ kg/m}^2 \\ \text{-Berat tegel} &= 0,04 \times 1 \times 1 \times 2200 \text{ kg/m}^2 &= 88 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{-Berat tandon berisi air} = 1 \times 1000 = \underline{1000 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\mathbf{qd = 1151 \text{ kg/m}^2}$$

b. Beban Lift (ql)

Beban Lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak.

Lift Merek YUNDAI dengan kapasitas muat 8 orang = $640 \text{ kg} \times 2 = 280 \text{ kg}$

3.3.2 Lantai 7

3.3.2a Pembebanan Plat

Pada lantai 7 di fungsikan sebagai Ruang Sidang

a. Beban Mati (qd)

$$\text{- Berat plafon + penggantung} = 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat spesi} = 0,03 \times 1 \times 1 \times 2100 = 63 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat Ducting AC} = 15 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Berat tegel} = 0,040 \times 1 \times 1 \times 2200 = \underline{88 \text{ kg/m}^2} +$$

$$\mathbf{qd = 184 \text{ kg/ m}^2}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO)

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

$$\text{- Beban ruang sidang} \quad \mathbf{ql = 400 \text{ kg/m}^2}$$

3.3.2b Pembebanan balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=4=5=6=7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = $\underline{1700 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}$

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = $\underline{1700 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}$

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 6 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = $\underline{1700 \text{ kg/m} \times 4 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}$

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 8 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=G=E =G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line C merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan balok anak line 6' dan 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m dan 1,2 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line D'dan D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4,2 m dan 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok anak line E=F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang lift = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$\mathbf{qd = 1020 \text{ kg/m}}$$

3.3.3 Lantai 6 dan 4

3.3.3a Pembebanan Plat

Pada lantai 6 dan 4 di fungsikan sebagai Ruang kelas

a. Beban Mati (qd)

- Berat plafon + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
- Berat spesi = 0,03 x 1 x 1 x 2100 = 63 kg/m²
- Berat Ducting AC = 15 kg/m²
- Berat tegel = 0,040 x 1 x 1 x 2200 = 88 kg/m²+

$$\mathbf{qd = 184 \text{ kg/ m}^2}$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO)

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

- Beban ruang kuliah $q_l = 250 \text{ kg/m}^2$

3.3.3b Pembebanan balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=3=4=5=6=7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = $\underline{1700 \text{ kg/m} \times 3,9 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}$

$$q_d = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = $\underline{1700 \text{ kg/m} \times 3,9 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}$

$$q_d = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1=10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m dan 2,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok tangga = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok anak line C'=C''=D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang kuliah = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

Beban mati

- Tinggi tembok lift = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

3.3.4 Lantai 5 dan 3

3.3.4a Pembebanan Plat

Pada lantai 5 dan 3 di fungsikan sebagai Ruang kelas

a. Beban Mati (q_d)

- Berat plafon + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$

- Berat spesi	$= 0,03 \times 1 \times 1 \times 2100$	$= 63 \text{ kg/m}^2$
- Berat Ducting AC		$= 15 \text{ kg/m}^2$
- Berat tegel	$= 0,040 \times 1 \times 1 \times 2200$	$= \underline{88 \text{ kg/m}^2} +$
		$qd = 184 \text{ kg/m}^2$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO)

b. Beban hidup (q_l)

Beban hidup (q_l) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

- Beban ruang kuliah	$q_l = 250 \text{ kg/m}^2$
----------------------	--

3.3.4b Pembebanan balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=3=4=5=6=7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama	$= 3,9 \text{ m}$
- Tebal tembok	$= 0,15 \text{ m}$
- Panjang tembok	$= 1 \text{ m (diambil per 1 meter panjang)}$
- Berat jenis tembok	$= \underline{1700 \text{ kg/m} \times 3,9 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}}$

$qd = 994,5 \text{ kg/m}$

- Pembebanan balok induk melintang line 7=8=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1=10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m dan 2,5

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 3 dan 4 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok tangga = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$q_d = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$q_d = 994,5 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$q_d = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok anak line C'=C''=D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang kuliah = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$q_d = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

Beban mati

- Tinggi tembok lift = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

3.3.5 Lantai 2

3.3.5a Pembebanan Plat

Pada lantai 2 di fungsikan sebagai perpustakaan

a. Beban Mati (qd)

- Berat plafon + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
- Berat spesi = 0,03 x 1 x 1 x 2100 = 63 kg/m²
- Berat Ducting AC = 15 kg/m²
- Berat tegel = 0,040 x 1 x 1 x 2200 = 88 kg/m² +

$$qd = 184 \text{ kg/m}^2$$

Ket : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat meshing, sehingga berat sendiri plat tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada self weight (program bantu computer: STAAD-PRO)

b. Beban hidup (ql)

Beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (Tabel 3.1 hal 17)

- Beban ruang perpus **ql = 400 kg/m²**

3.3.5b Pembebanan balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan balok induk melintang line 2=4=5=6=7=9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 7 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 4 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$qd = 994,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok induk melintang line 1 dan 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3,5 m Dan 2,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok induk memanjang line A=B=C=D=E=G merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 x 0,15 m

$$\mathbf{q_d = 994,5 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line C merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$\mathbf{q_d = 1020 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (40/60) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 3,9 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 3,9 m x 0,15 m

$$\mathbf{q_d = 994,5 \text{ kg/m}}$$

- Pembebanan balok induk memanjang line E merupakan balok dengan dimensi (20/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok utama = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

Pembebanan balok anak line 6'=7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 6 m dan 1,5 m

Beban mati

- Tinggi tembok ruang Wc = 4 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m(diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4 m x 0,15 m

$$qd = 1020 \text{ kg/m}$$

Pembebanan Balok Anak (Portal Memanjang)

- Pembebanan balok anak line D'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok Wc = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$qd = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line C'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 3 m

Beban mati

- Tinggi tembok = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

- Pembebanan balok anak line F merupakan balok dengan dimensi (30/40) yang ditumpu oleh dinding tembok dengan bentang 2,85 m

Beban mati

- Tinggi tembok lift = 4,1 m
- Tebal tembok = 0,15 m
- Panjang tembok = 1m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis tembok = 1700 kg/m x 4,1 m x 0,15 m

$$q_d = 1045,5 \text{ kg/m}$$

Perhitungan Flans efektif (beef) balok T

➤ **Balok Tipe 1(60/40)**

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm}$$

$$h_f = 12 \text{ cm}$$

berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2

- $b_e < \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 600 = 150 \text{ cm}$
 $< b_w + 16 \times h_f = 40 + 16 \times 12 = 232 \text{ cm}$
 $< b_w + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan}$
 $= 40 + (\frac{1}{2} \times 600) = 340 \text{ cm}$

Diambil **be** yang terkecil yaitu: **150 cm**

➤ **Balok Tipe 2 (50/30)**

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h_f = 12 \text{ cm}$$

berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2

$$\begin{aligned} - \quad be &< \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 300 &= &75 \text{ cm} \\ &< bw + 16 \times hf &= &30 + 16 \times 12 &= &222 \text{ cm} \\ &< bw + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan} \\ &= 30 + (\frac{1}{2} \times 300) &= &180 \text{ cm} \\ &\text{Diambil } be \text{ yang terkecil yaitu: } \mathbf{75 \text{ cm}} \end{aligned}$$

➤ **Balok Tipe 3 (50/20)**

$$\begin{aligned} L &= 300 \text{ cm} \\ bw &= 20 \text{ cm} \\ hf &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2

$$\begin{aligned} - \quad be &< \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 300 &= &75 \text{ cm} \\ &< bw + 16 \times hf &= &20 + 16 \times 12 &= &212 \text{ cm} \\ &< bw + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan} \\ &= 20 + (\frac{1}{2} \times 300) &= &170 \text{ cm} \\ &\text{Diambil } be \text{ yang terkecil yaitu: } \mathbf{75 \text{ cm}} \end{aligned}$$

➤ **Balok Tipe 4 (30/40)**

$$\begin{aligned} L &= 300 \text{ cm} \\ bw &= 30 \text{ cm} \\ hf &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

berdasarkan SNI -2847-2002 pasal 10.10.2

$$\begin{aligned} - \quad be &< \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \cdot 300 &= &75 \text{ cm} \\ &< bw + 16 \times hf &= &30 + 16 \times 12 &= &222 \text{ cm} \\ &< bw + \frac{1}{2} \cdot \text{Jarak bersih dari badan balok bersebelahan} \\ &= 30 + (\frac{1}{2} \times 300) &= &170 \text{ cm} \\ &\text{Diambil } be \text{ yang terkecil yaitu: } \mathbf{75 \text{ cm}} \end{aligned}$$

PERHITUNGAN BEBAN HIDUP (ql) UNTUK PENINJAUAN GEMPA

Lantai 2

- Perpustakaan = 400 kg
 - Luas lantai = 12 m x 24 m
 - Faktor reduksi = $0,8 \text{ (PPIUG 1983)} \times 400 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 24 \text{ m}$
- ql = 92160 kg**

- Gudang = 125 kg
 - Luas lantai = 4 m x 3 m
 - Faktor reduksi = $0,8 \text{ (PPIUG 1983)} \times 125 \text{ kg} \times 4 \text{ m} \times 3 \text{ m}$
- ql = 1200 kg**

- Tangga = 300 kg
 - Luas lantai = 6 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$
- ql = 5400 kg**

Total beban hidup untuk lantai 2 = **98760 kg**

Lantai 3

- Ruang kelas = 250 kg
 - Luas lantai = 12 m x 9 m
 - Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 9 \text{ m}$
- ql = 13500 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
 - Luas lantai = 12 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 6 \text{ m}$
- ql = 9000 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
 - Luas lantai = 10 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 10 \text{ m} \times 6 \text{ m}$
- ql = 7500 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 8 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 8 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 6000 kg**

- Musolah = 400 kg
- Luas lantai = 9 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 400 \text{ kg} \times 9 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 10800 kg**

- Gudang = 125 kg
- Luas lantai = 4 m x 3 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,8 \text{ (PPIUG 1983)} \times 125 \text{ kg} \times 4 \text{ m} \times 3 \text{ m}}$
- ql = 1200 kg**

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 5400 kg**

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 3 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}}$
- ql = 2700 kg**

Total beban hidup untuk lantai 3 = **56100 kg**

Lantai 4

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 9 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 9 \text{ m}}$
- ql = 13500 kg**

- Transit dan sekretariat = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,3 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 5400 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 10 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 10 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$

ql = 7500 kg

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$

ql = 9000 kg

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 9 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 9 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$

ql = 6750 kg

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$

ql = 5400 kg

- Tangga = 250 kg
- Luas lantai = 6 m x 3 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}}$

ql = 2700 kg

Total beban hidup untuk lantai 4 = **50250 kg**

Lantai 5

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 9 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 9 \text{ m}}$

ql = 13500 kg

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$

ql = 9000 kg

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 10 m x 6 m
- Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 10 \text{ m} \times 6 \text{ m}$

ql = 7500 kg

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 8 m x 6 m
- Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 8 \text{ m} \times 6 \text{ m}$

ql = 6000 kg

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 9 m x 6 m
- Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 9 \text{ m} \times 6 \text{ m}$

ql = 6750 kg

- Gudang = 125 kg
- Luas lantai = 4 m x 3 m
- Faktor reduksi = $0,8 \text{ (PPIUG 1983)} \times 125 \text{ kg} \times 4 \text{ m} \times 3 \text{ m}$

ql = 1200 kg

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 6 m
- Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 6 \text{ m}$

ql = 5400 kg

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 3 m
- Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}$

ql = 2700 kg

Total beban hidup untuk lantai 5 = **52050 kg**

Lantai 6

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 9 m
- Faktor reduksi = $0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 9 \text{ m}$

ql = 13500 kg

- Transit dan sekretariat = 250 kg
- Luas lantai = 12 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,3 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 12 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 5400 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 10 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 10 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 7500 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 8 m x 4 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 8 \text{ m} \times 4 \text{ m}}$
- ql = 4000 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 10 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 10 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 7500 kg**

- Ruang kelas = 250 kg
- Luas lantai = 9 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 250 \text{ kg} \times 9 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 6750 kg**

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 6 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 5400 kg**

- Tangga = 300 kg
- Luas lantai = 6 m x 3 m
- Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}}$
- ql = 2700 kg**

Total beban hidup untuk lantai 6 = **45250 kg**

Lantai 7

- Ruang sidang besar = 400 kg
 - Luas lantai = 24 m x 12 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 400 \text{ kg} \times 24 \text{ m} \times 12 \text{ m}}$
- ql = 57600 kg**

- Ruang sidang kecil = 400 kg
 - Luas lantai = 10 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 400 \text{ kg} \times 10 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 12000 kg**

- Ruang sidang kecil = 400 kg
 - Luas lantai = 9 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 400 \text{ kg} \times 9 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 10800 kg**

- Ruang sidang kecil = 400 kg
 - Luas lantai = 8 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 400 \text{ kg} \times 8 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 9600 kg**

- Gudang = 125 kg
 - Luas lantai = 4 m x 3 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,8 \text{ (PPIUG 1983)} \times 125 \text{ kg} \times 4 \text{ m} \times 3 \text{ m}}$
- ql = 1200 kg**

- Tangga = 300 kg
 - Luas lantai = 6 m x 6 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 6 \text{ m}}$
- ql = 5400 kg**

- Tangga = 300 kg
 - Luas lantai = 6 m x 3 m
 - Faktor reduksi = $\frac{0,5 \text{ (PPIUG 1983)} \times 300 \text{ kg} \times 6 \text{ m} \times 3 \text{ m}}$
- ql = 2700 kg**

Total beban hidup untuk lantai 7 = **99300 kg**

Lantai Atap

- Atap = 150 kg
 - Luas lantai = 18 m x 18 m
 - Faktor reduksi = 0,5 (PPIUG 1983) x 150 kg x 18 m x 18 m
- ql = 24300 kg**

Tabel 3.4. Total beban yang bekerja pada bangunan

Lantai	Beban mati (kg/m)	Beban hidup (kg/m)	berat (Bm +Bh)
2	768192.25	98760	866952.25
3	792468.062	56100	848568.062
4	824752.188	50250	875002.188
5	785774.625	52050	837824.625
6	789428.25	45250	834678.25
7	789925.5	99300	889225.5
Atap	844368.438	24300	868668.438
Jumlah berat bangunan			6020919.313

Taksiran waktu getar alami (T) secara empiris

Rumus empiris pakai metode A dari UBC section 1630.2.2

Tinggi gedung (hn) = 35 m

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Dimana untuk SRG $C_t = 0.0488$

kontrol pembatasan T1 sesuai dengan 5.6 SNI 1726 – 2002 $\longrightarrow 0,7$

$$= 0.17$$

$$n = 7$$

$$T1 = x n = 0.17 \times 7 = 1.19 \text{ det} > T \text{ empiris} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

SNI table 8 hal 26 koefisien () yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	
1	0.20
2	0.19
3	0.18
4	0.17
5	0.16
6	0.15

Perhitungan Gaya Geser Horizontal (V)

(V) dihitung dengan rumus (26) SNI 1726 – 2002

SRG sesuai SNI table 3

R = 8.5

Untuk (I) sesuai SNI 1726 – 2002 tabel 1 I = 1

Wilayah gempa 4

tanah keras T1 = 0.7

Rumus diperoleh dari gambar 2 SNI → C1 = 0.24

Rumus

$$V = \frac{C1.I}{R} . Wt$$

$$V = \frac{0.24}{8.5} \frac{1}{6020919.313}$$

V 170002 kg

Lantai	hi (m)	Berat Wi (kg)	hi.Wi (Kg/m)	Fi (kg)	100%	30%
2	6	866952.25	5201713.5	7739.3	7739	2321.79
3	4.5	848568.062	3818556.279	5681.4	5681	1704.42
4	15	875002.188	13125032.82	19528	19528	5858.37
5	19.5	837824.625	16337580.19	24308	24308	7292.3
6	24	834678.25	20032278	29805	29805	8941.43
7	28.5	889225.5	25342926.75	37706	37706	11311.8
atap	35	868668.438	30403395.33	45235	45235	13570.6
	W total =	6020919.313	114261482.9			

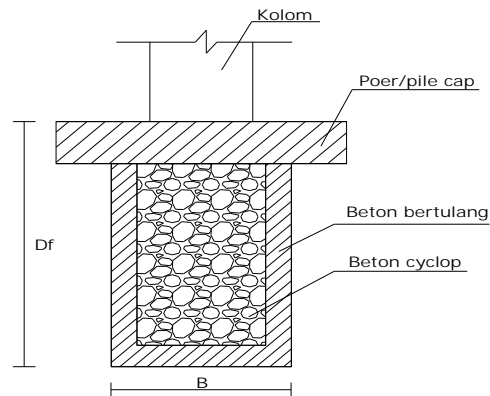
$$Fi = \frac{(Wi.hi)}{(Wi.hi)} . V$$

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan



Gambar 4.1 *Pondasi Sumuran*

- Spesifikasi Umum :
 - a. Fungsi Bangunan : Gedung Kuliah dan Administrasi
 - b. Struktur Atas : Beton Bertulang
 - c. Struktur Bawah : Pondasi Sumuran
- Parameter Perencanaan :
 - a. SNI 03-2847 – 2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
 - b. SNI 03 – 1726 – 2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan)
 - c. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG).

Berdasarkan output analisa pembebanan dengan program STAAD Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya – gaya yang bekerja pada

masing – masing tipe dan batasan untuk klasifikasi tipe pondasi berdasarkan nilai (FY) dapat dilihat pada table di bawah ini.

Tabel 4.1. Data Output Analisa Staad Pro

Tipe pondasi	Node(titik)	FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kg)	MY (kg)	MZ (kg)
Berat	22 kom 5	3,71000	263000	6,69000	48,319	8,214	1,613
Sedang	26 kom 4	-87,394	165000	1.21000	30,116	0,123	3,889
Ringan	42 kom 4	-48.446	127000	-22.036	1.572	0.103	1.296

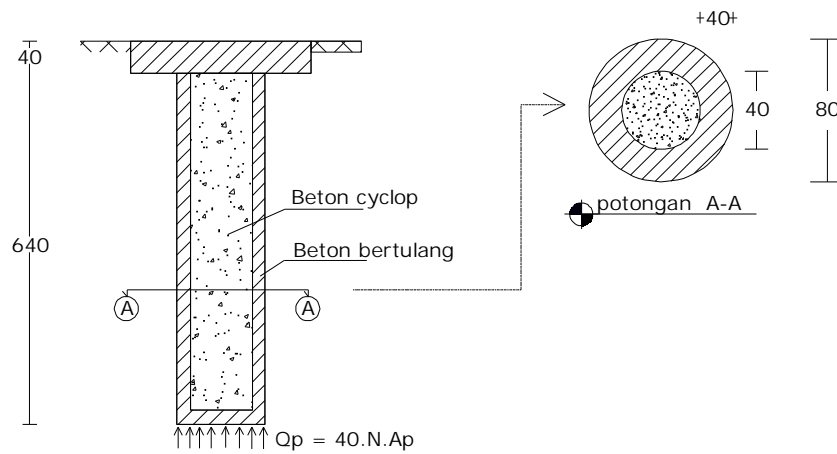
direncanakan tipe pondasi sumuran berdasarkan beban maksimum pada line portal sebagai berikut :

4.1.2. Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat (Tipe 1)

Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat (Tipe 1) dengan beban maksimum **263** ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada:

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran (D_f) = 640cm = 6,4m
2. Diameter Luar (B_{luar}) = 80cm = 0.80 m
3. Diameter dalam (B_{dalam}) = 40cm = 0,40 m
4. Tebal Poer direncanakan = 40 cm = 0,40 m
5. (Ap) tiang/ luas penampang = $(1/4 \cdot D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \cdot D_{\text{dalam}}^2)$
= 0,376 m²
6. Berat Pile cap = $P \times l \times t \times b_{\text{beton bertulang}}$
= 1,5x4,1x0,40x2,4
= 5,904 ton



Gambar 4.2 Pondasi Sumuran Tipe Berat (I)

4.1.3 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \text{bahan} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana : bahan = Tegangan ijin bahan

A_{tiang} = Luas penampang tiang pondasi sumuran

- a. Untuk dinding sumuran ($f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0.85 \times f_c') \times \left\{ \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{luar}}^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \right\} \\ &= (0.85 \times 300) \times \left\{ \left(\frac{1}{4} \times 3.14 \times 80^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times 3.14 \times 40^2 \right) \right\} \\ &= 960840 \text{ kg} = 960.84 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Untuk beton cyclop ($f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f_c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times 3.14 \times 40^2 \right) \\ &= 186830 \text{ kg} = 186.83 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$Q_{d_{\text{bahan}}} = Q_{d1} + Q_{d2}$$

$$= 960,84 + 186,83 = 1147,67 \text{ ton}$$

Tabel 4.2.Konversi qc k N (Titik sondir 3)

NO	KEDALAMAN (m)	qc (kg/cm²)	N (pukulan)
1	0	0	0
2	0,4	25	6
3	1	9	2
4	1,4	15	3
5	2	70	17
6	2,4	10	2
7	3	20	5
8	3,4	30	7
9	4	23	5
10	4,4	19	4
11	5	15	3
12	5,4	19	4
13	6	11	2
14	6,4	70	17
15	6,8	145	36

2 Terhadap kekuatan tanah

Konversi nilai q_c ke N (Hardiyatmo, H.C, analisis dan Perancangan Pondasi I

hal : 234):

$$N = \frac{q_c}{4}$$

Sehingga : $N = \frac{145}{4} = 36 \text{ kg/cm}^2$

Daya dukung Ultimate (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Q_s (daya dukung selimut = 0 sehingga di dapat rumus :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_p \\ &= (40 \cdot N_b) \times A_p - W_p \end{aligned}$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (ton)

N_b = Nilai N_{spt} dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir)

$$q_c = 4 \cdot N$$

A_p = Luas dasar tiang (m^2)

W_p = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana:

SF = Safety factor (factor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu sesuai yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 (lihat table 2.1). (sumber : *Manual Pondasi Tiang edisi ke 3,2005, hal. 10*)

- a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40.N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 36 \times 0,376 \\ &= 541,44 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned} W_p &= (1/4 \cdot (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b. bertulang} + (1/4 \cdot D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j \text{ b.cyclop}) \\ &= (1/4 \times 3,14 \times (0,80^2 - 0,40^2) \times 6,4 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,40^2) \times 6,4 \times 2,2) \\ &= 7,556 \text{ ton} \end{aligned}$$

- c. Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (W_p + \text{berat pile cap}) \\ &= 541,44 - (7,556 + 5,904) \\ &= 527,98 \text{ ton} \end{aligned}$$

- d. Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ Q_a &= \frac{527,98}{2,5} \\ &= 211,19 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.2. Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Berat (1)

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned} V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertical)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\ &= 263 + 7,556 + 5,904 \\ &= 276,46 \text{ ton} \end{aligned}$$

a. Jumlah sumuran yang di butuhkan

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum V_u}{Q_a} = \frac{276,46}{211,19} \\ &= 1,306 \approx 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

✓ Untuk dinding sumuran ($f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} P1 &= ((1/4 \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times b_j \text{ beton bertulang} \times n \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times 0,8^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2)) \times 6,4 \times 2,4 \times 2 \\ &= 11,575 \text{ ton} \end{aligned}$$

✓ Untuk beton cyclop ($f_c' : 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} P2 &= (1/4 \times D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \text{beton cyclop} \times n \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 0,40^2) \times 6,4 \times 2,2 \times 2 \\ &= 3,536 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Total berat sendiri sumuran adalah:

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= P1 + P2 \\ &= 11,575 + 3,536 = 15,111 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Berat Maximum pondasi

$$P_u = V + P_{\text{tiang}} + \text{berat pile cap}$$

$$= 263 + 15,111 + 5,904$$

$$P_u = 284,015 \text{ ton} \geq Q_a = 211,652 \text{ ton} \quad (\text{Tidak aman})$$

Karena (Q_a) lebih kecil dari (P_u) maka perlu analisa efisiensi kelompok tiang dengan susunan sebagai berikut !

▪ **Syarat Jarak Antara Tiang (S) :**

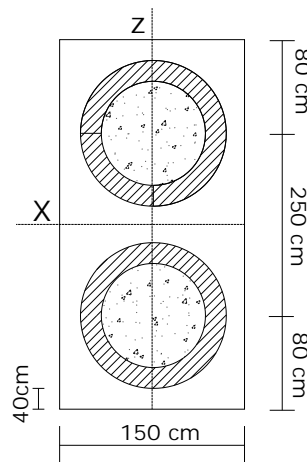
Jarak antara tiang

a. $S > 2,5D \sim 2,5 \times 0,8 = 2 \text{ m}$, jadi $S > 2 \text{ m}$ maka diambil (S) = 2,5m

Jarak dari tepi tiang ke tepi poer

b. $0,5h < S < 1,5 h = 0,5 \times 40 < S < 1,5 \times 40$

$$= 20 < S < 60. \text{ Jadi } (S) \text{ diambil } 40 \text{ cm}$$



Potongan A-A

Gambar 4.3 *Susunan Penampang Pondasi*

Efisiensi Kelompok tiang ()

- Rumus converse – Labarre (AASHO)

$$= 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right]$$

$$= \tan^{-1} \frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0,8}{2,5} = 17,744^\circ$$

m = baris tiang arah (x) n = baris tiang arah (y)

$$= 1 - 17,744^\circ \left[\frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \times 1 \times 2} \right]$$

$$= 0,704$$

- Rumus Los Angeles Group

$$= 1 - \frac{D}{\pi \cdot S \cdot m} [m(n-1) + (m-1)n + \sqrt{2(m-1)x(n-1)}]$$

$$= 1 - \frac{0,8}{3,14 \times 2,5 \times 0,8} [1(2-1) + (2-1)2 + \sqrt{2(1-1)x(2-1)}]$$

$$= 0,332$$

Dari kedua efisiensi tersebut diambil yang terkecil yaitu berdasarkan **Rumus Los Angeles Group** sebesar = 0,332

Jadi daya dukung kaisan dalam kelompok :

$$\text{Berat pile cap} = 1,5 \times 4,1 \times 0,40 \times 2,4$$

$$= 5,904 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (W_p + \text{berat pile cap}) \\ &= 541,44 - (7,556 + 5,904) \\ &= 527,98 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{a \text{ kelompok}} &= \alpha \times n \times Q_u \\ &= 0,332 \times 2 \times 527,98 \\ &= 348,46 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= V + P_{\text{tiang}} + \text{berat poer} \\ &= 263 + 15,111 + 5,904 \\ &= 284,015 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat : } Q_{a \text{ kelompok}} = 348,46 \text{ ton} \geq P_u = 280,271 \text{ ton} \dots (\text{Syarat Memenuhi})$$

4.3. Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Berat (1)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat di evaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (S1)

Dimana :

= distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

E_p = 400 Kg/cm² → Perkiraan modulus elastisic

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.3.Perkiraan modulus elastic (E_p) (Sardjono, Pondasi
Tiang Pancang,Jilid 2 1991)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas (E_p) Kg/cm²
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80
Tanah liat keras	70 - 180
Tanah liat berpasir	300 – 400
Pasir berlau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat dan grosok	1.000 – 2.000

$$\bullet \quad S1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$\bullet \quad S1 = \frac{(7,556 + 0,5 \cdot 0) \cdot 640}{3768 \times 400}$$

$$= 0,0032 \text{ cm}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (S2)

$$\text{Dimana : } q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{7,556}{3768} = 0.002 \text{ cm}$$

Tabel 4.4. Nilai koef. C_p [(Eq.(8.60)] (sumber Braja M. DAS)

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor / sumuran
Pasir (padat berbutur)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Untuk nilai C_p diambil = 0,09

- $$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} = \frac{7,556 \cdot 0,09}{80 \cdot 0,002} = 4,25 \text{ cm}$$

3. Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

$$C_s = \text{konst. Empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p$$

$$= (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{6,4}{0,8}}) \cdot 0,09 = 0,12$$

- $$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} = \frac{0 \times 0,12}{6,4 \cdot 0,002} = 0 \text{ cm}$$

- $$S_{\text{Total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= 0,0032 + 4,25 + 0$$

$$= 4,25 \text{ cm} \quad (\text{syarat aman})$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 (lihat pada table 2.3) adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 cm.

Kesimpulan ∴ Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban berat adalah sama yaitu (sesuai dengan gambar 4.3) dengan data sebagai berikut :

Diameter luar = 80 cm

Diameter dalam = 40 cm

S (jarak as tiang ke tepi) = 250 cm

h (tinggi pile cap) = 40 cm

Lebar pile cap = 150 cm

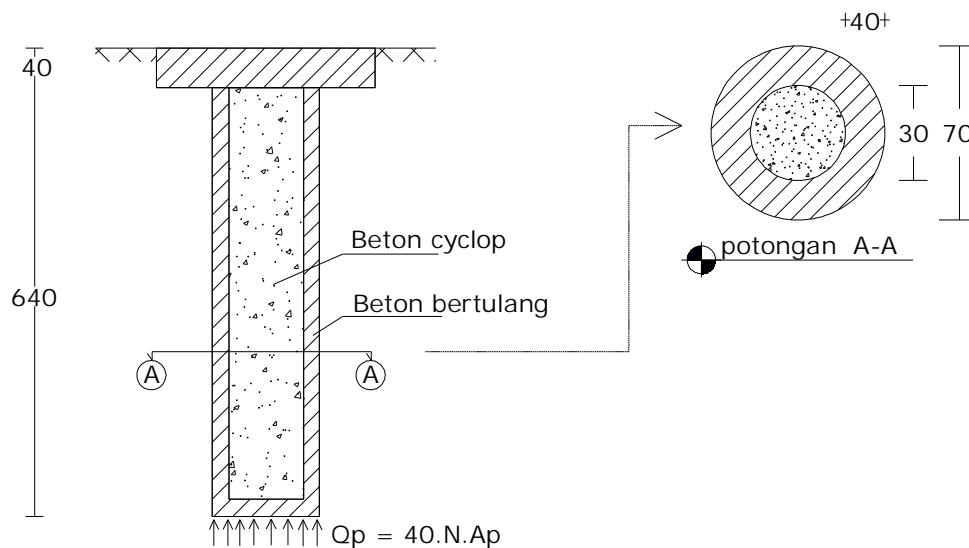
Panjang pile cap = 410 cm

4.4. Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Sedang (Tipe 2)

Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Sedang (Tipe 2) degan beban maksimum **165** ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada:

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

7. Kedalaman sumuran (D_f) = 640 cm = 6,4 m
8. Diameter Luar (B_{luar}) = 70 cm = 0,7 m
9. Diameter dalam (B_{dalam}) = 30 cm = 0,3 m
10. Tebal Poer direncanakan = 40 cm = 0,40 m
11. Luas Penampang (A_p) tiang = $(1/4 \cdot D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \cdot D_{\text{dalam}}^2)$
 $= (1/4 \times 3,14 \times 70^2) - (1/4 \times 3,14 \times 30^2)$
 $= 3140 \text{ cm}^2 = 0,314 \text{ m}^2$
12. Berat Pile cap = $P \times l \times t \times b_{\text{beton bertulang}}$
 $= 1,5 \times 1,5 \times 0,40 \times 2,4 = 2,16 \text{ ton}$



Gambar 4.4 Pondasi sumuran tipe Sedang (2)

4.4.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \text{bahan} \times A_{p\text{tiang}}$$

Dimana : bahan = Tegangan ijin bahan

$A_{p\text{tiang}}$ = Luas penampang tiang pondasi sumuran

- a. Untuk dinding sumuran ($f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0.85 \times f_c') \times \left\{ \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{luar}}^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2 \right) \right\} \\ &= (0.85 \times 300) \times \left\{ \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 70^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 30^2 \right) \right\} \\ &= 980151 \text{ kg} \\ &= 980,151 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Untuk beton cyclop ($f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f_c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2 \right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 30^2 \right) \\ &= 105091,875 \text{ kg} \\ &= 105,091 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_{d\text{bahan}} &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 980,151 + 105,091 \\ &= 1085,242 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 4.5.Konversi qc ke N (Titik sondir 3)

NO	KEDALAMAN (m)	qc (kg/cm²)	N (pukulan)
1	0	0	0
2	0,4	25	6
3	1	9	2
4	1,4	15	3
5	2	70	17
6	2,4	10	2
7	3	20	5
8	3,4	30	7
9	4	23	5
10	4,4	19	4
11	5	15	3
12	5,4	19	4
13	6	11	2
14	6,4	70	17
15	6,8	145	36

2 Terhadap kekuatan tanah

Konversi nilai qc ke N (Hardiyatmo,H.C,analisis dan Perancangan Pondasi I hal : 234):

$$N = \frac{qc}{4}$$

Sehingga : $N = \frac{145}{4} = 36$ pukulan

Daya dukung Ultimate (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Q_s (daya dukung selimut = 0 sehingga di dapat rumus :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_p \\ &= (40 \cdot N_b) \times A_p - W_p \end{aligned}$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (ton)

N_b = Nilai N_{spt} dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir)

$$q_c = 4 \cdot N$$

A_p = Luas dasar tiang (m^2)

W_p = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana:

SF = Safety factor (factor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu sesuai yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 (lihat table 2.1). (*sumber : Manual Pondasi Tiang edisi ke 3,2005, hal. 10*)

- a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40.N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 36 \times 0,314 \\ &= 452,16 \text{ ton} \end{aligned}$$

- b. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned} W_p &= (1/4 \cdot (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j_{\text{b. bertulang}} + (1/4 \cdot D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j_{\text{b.cyclop}} \\ &= (1/4 \times 3,14 \times (0,70^2 - 0,30^2)) \times 6,4 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,30^2) \times 6,4 \times 2,2 \\ &= 5,187 \text{ ton} \end{aligned}$$

- c. Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\ &= 452,16 - (5,187 + 2,16) \\ &= 444,813 \text{ ton} \end{aligned}$$

- d. Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ Q_a &= \frac{444,813}{2,5} \\ &= 177,925 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.5. Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Sedang (2)

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned} V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertical)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\ &= 165 + 5,187 + 2,16 \\ &= 172,347 \text{ ton} \end{aligned}$$

a. Jumlah sumuran yang di butuhkan

$$n = \frac{\Sigma Vu}{Qa}$$

$$= \frac{172,347}{177,347}$$

$$= 0,971 = 1 \text{ buah}$$

✓ Untuk dinding sumuran ($f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$P1 = ((1/4 \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times D_{\text{dalam}}^2)) \times Df \times b_j \text{ beton bertulang} \times n$$

$$= ((1/4 \times 3,14 \times 0,70^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,30^2)) \times 6,4 \times 2,4 \times 1$$

$$= 4,823 \text{ ton}$$

✓ Untuk beton cyclop ($f_c' : 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$P2 = (1/4 \times D_{\text{dalam}}^2) \times Df \times \text{beton cyclop} \times n$$

$$= (1/4 \times 3,14 \times 0,3^2) \times 6,4 \times 2,2 \times 1$$

$$= 1,947 \text{ ton}$$

b. Total berat sendiri sumuran adalah:

$$P_{\text{tiang}} = P1 + P2$$

$$= 4,823 + 1,947$$

$$= 6,77 \text{ ton}$$

c. Berat Maximum pondasi

$$Pu = V + P_{\text{tiang}} + \text{berat pile cap}$$

$$= 165 + 6,77 + 2,16$$

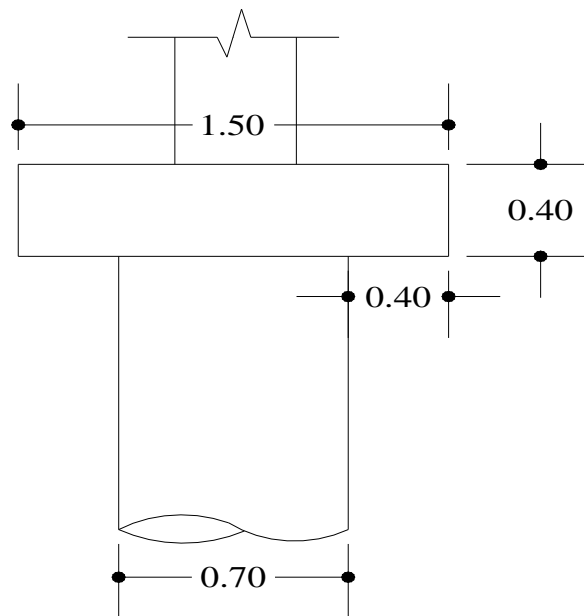
$$Pu = 173,93 \text{ ton} \leq Qa = 177,925 \text{ ton} \quad (\text{Syarat aman})$$

- **Syarat Jarak Tepi Tiang ke Tepi Poer (S) :**

Jarak dari tepi tiang ke tepi poer

$$0,5h < S < 1,5h = 0,5 \times 40 < S < 1,5 \times 40$$

$$= 20 \text{ cm} < S < 60 \text{ cm, dipakai } S = 40 \text{ cm}$$



Gambar 4.5. jarak tepi tiang ke tepi poer

4.6. Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe Sedang (2)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tunggal (S1)

Dimana :

= distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

E_p = 400 Kg/cm² → Perkiraan modulus elastisitas

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.6.Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, Pondasi Tiang Pancang,Jilid 2, 1991)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas (E_p) Kg/cm ²
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80
Tanah liat keras	70 - 180
Tanah liat berpasir	300 – 400
Pasir berlau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat dan grosok	1.000 – 2.000

$$\bullet S1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$\bullet S1 = \frac{(5,187 + 0,5 \cdot 0) \cdot 640}{3140 \times 400}$$

$$= 0,0026 \text{ cm}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (S2)

$$\text{Dimana : } q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{5,187}{3140} = 0,0016 \text{ cm}$$

Tabel 4.7. Nilai koef. C_p [(Eq.(8.60)] (sumber : Manual Pondasi Tiang, Edisi 3)

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor / sumuran
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Untuk nilai C_p diambil = 0,09

$$\bullet \quad S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} = \frac{5,187 \times 0,09}{70 \times 0,0016} = 4,168 \text{ cm}$$

3. Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

$$C_s = \text{konst. Empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{6,4}{0,70}}) \cdot 0,09$$

$$= 0,127$$

$$\bullet \quad S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} = \frac{0 \times 0,127}{6,4 \times 0,0016} = 0 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad S_{\text{Total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= 0,0026 + 4,168 + 0$$

$$= 4,170 \text{ cm} \quad (\text{syarat aman})$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 (lihat pada table 2.3) adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan yang di ijin = 25 – 30 cm.

Kesimpulan .: Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban sedang adalah sama yaitu digunakan tipe 2 (sesuai gambar 4.4) dengan data sebagai berikut :

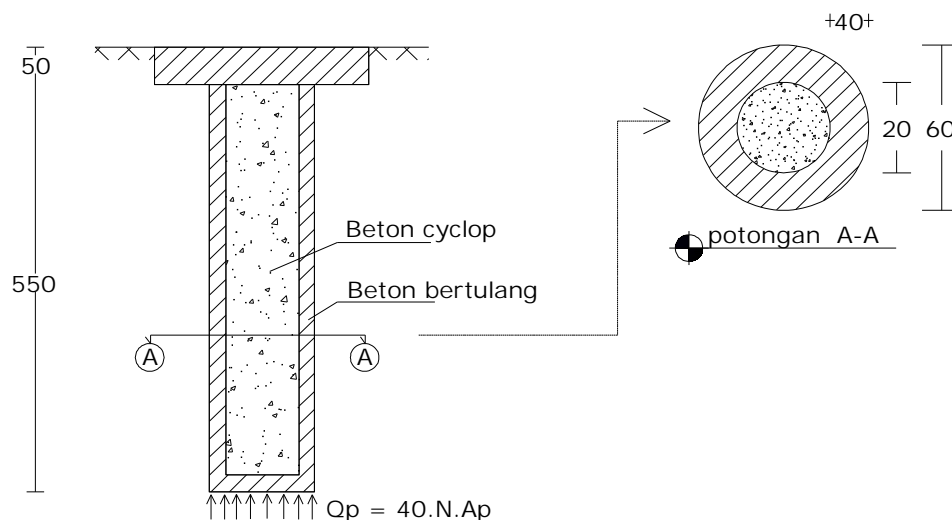
Diameter luar	= 70 cm
Diameter dalam	= 30 cm
S (jarak as tiang ke tepi)	= 40 cm
h (tinggi pile cap)	= 40 cm
Lebar pile cap	= 150 cm
Panjang pile cap	= 150 cm

4.7. Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Ringan(Tipe 3)

Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban ringan (Tipe 3) degan beban maksimum **125** ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada:

Direncanakan Pondasi Sumuran sebagai berikut :

13. Kedalaman sumuran (D_f) = 550 cm = 5,5 m
14. Diameter Luar (B_{luar}) = 60 cm = 0,6 m
15. Diameter dalam (B_{dalam}) = 20 cm = 0,2 m
16. Tebal Poer direncanakan = 50 cm = 0.5 m
17. Luas Penampang (A_p) tiang = $(1/4 \cdot D_{luar}^2) - (1/4 \cdot D_{dalam}^2)$
 $= (1/4 \times 3,14 \times 60^2) - (1/4 \times 3,14 \times 20^2)$
 $= 2512 \text{ cm}^2 = 0,2152 \text{ m}^2$
18. Berat Pile cap = $P \times l \times t \times b_{\text{beton bertulang}}$
 $= 1,5 \times 1,5 \times 0,50 \times 2,4 = 2,7 \text{ ton}$



Gambar 4.6. Pondasi sumuran tipe Ringan (3)

4.7.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \text{bahan} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana : bahan = Tegangan ijin bahan

$$A_{\text{tiang}} = \text{Luas penampang tiang pondasi sumuran}$$

- c. Untuk dinding sumuran ($f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0.85 \times f_c') \times \left\{ \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{luar}}^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2 \right) \right\} \\ &= (0.85 \times 300) \times \left\{ \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 60^2 \right) - \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 20^2 \right) \right\} \\ &= 720316 \text{ kg} \\ &= 720,316 \text{ ton} \end{aligned}$$

- d. Untuk beton cyclop ($f_c = 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0.85 \times f_c) \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{Dalam}}^2 \right) \\ &= (0.85 \times 175) \times \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 20^2 \right) \\ &= 46707,5 \text{ kg} \\ &= 46,7075 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_{d_{\text{bahan}}} &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 720,316 + 46,7075 \\ &= 766,843 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tabel 4.8.Konversi qc ke N (Titik Sondir 1)

NO	KEDALAMAN (m)	qc (kg/cm²)	N (pukulan)
1	0	0	0
2	0.4	26	7
3	1	39	10
4	1,4	52	13
5	2	21	5
6	2,4	34	9
7	3	39	10
8	3,4	25	6
9	4	16	4
10	4,4	15	4
11	5	21	5
12	5,4	40	10
13	6	165	41

2 Terhadap kekuatan tanah

Konversi nilai qc ke N (Hardiyatmo,H.C,analisis dan Perancangan Pondasi I hal : 234):

$$N = \frac{qc}{4}$$

Sehingga : $N = \frac{165}{4}$

$$= 41 \text{ pukulan}$$

Daya dukung Ultimate (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dikarenakan pondasi sumuran digali sehingga tidak ada nilai Q_s (daya dukung selimut = 0 sehingga di dapat rumus :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - W_p \\ &= (40. N_b) \times A_p - W_p \end{aligned}$$

Dimana :

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (ton)

N_b = Nilai N_{spt} dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir)

q_c = $4.N$

A_p = Luas dasar tiang (m^2)

W_p = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ijin tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

Dimana:

SF = Safety factor (factor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu sesuai yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 (lihat table 2.1). (sumber : *Manual Pondasi Tiang edisi ke 3,2005, hal. 10*)

c. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40.N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 41 \times 0,2152 \\ &= 352,928 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$$\begin{aligned} W_p &= (1/4 \cdot (D_{\text{luar}}^2 - D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j_{\text{b. bertulang}} + (1/4 \cdot D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_j_{\text{b.cyclop}} \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times (0,60^2 - 0,20^2)) \times 5,5 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,20^2) \times 5,5 \times 2,2 \\ &= 3,695 \text{ ton} \end{aligned}$$

e. Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p - (W_p + \text{Berat pile cap}) \\ &= 352,928 - (3,695 + 2,7) \\ &= 346,533 \text{ ton} \end{aligned}$$

f. Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ Q_a &= \frac{346,533}{2,5} \\ &= 138,613 \text{ ton} \end{aligned}$$

4.8. Daya Dukung Pondasi Sumuran Tunggal Tipe Ringan (3)

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned} V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertical)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\ &= 125 + 3,695 + 2,7 \\ &= 131,395 \text{ ton} \end{aligned}$$

a. Jumlah sumuran yang di butuhkan

$$n = \frac{\sum V_u}{Q_a} = \frac{131,395}{138,613} = 0.947 = 1 \text{ buah}$$

✓ Untuk dinding sumuran ($f_c' : 300 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} P1 &= ((1/4 \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times b_j \text{ beton bertulang} \times n \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times 0,60^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,20^2)) \times 5,5 \times 2,4 \times 1 \\ &= 3,315 \text{ ton} \end{aligned}$$

✓ Untuk beton cyclop ($f_c' : 175 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned} P2 &= (1/4 \times D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \text{beton cyclop} \times n \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 0,20^2) \times 5,5 \times 2,2 \times 1 \\ &= 0,379 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Total berat sendiri sumuran adalah:

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= P1 + P2 \\ &= 3,315 + 0,379 = 3,694 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Berat Maximum pondasi

$$P_u = V + P_{\text{tiang}} + \text{berat pile cap}$$

$$= 125 + 3,694 + 2,7$$

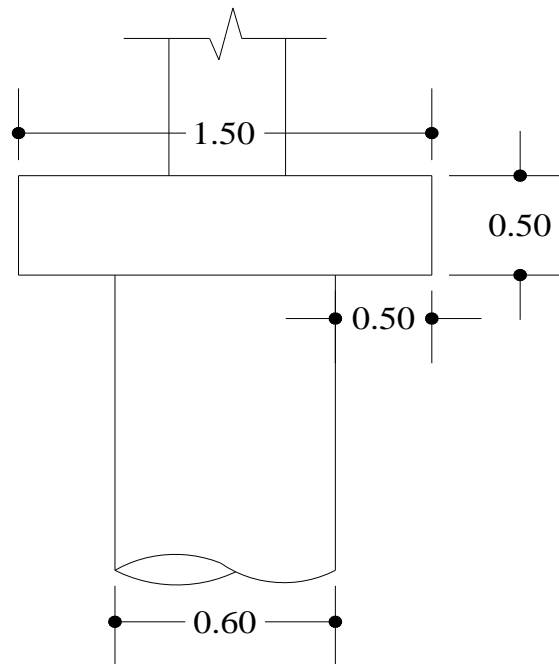
$$P_u = 131,394 \text{ ton} \leq Q_a = 138,613 \text{ ton} \quad (\text{Syarat aman})$$

▪ **Syarat Jarak Antara Tiang (S) :**

Jarak dari tepi tiang ke tepi poer

$$0,5h < S < 1,5h = 0,5 \times 50 < S < 1,5 \times 50 = 25 < S < 75 \text{ jadi (S) diambil}$$

50 cm



Gambar 4.7.*Jarak Tepi Tiang ke Tepi Pondasi*

4.8.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe ringan (3)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat di evaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

4. Penurunan akibat deformasi aksial tunggal (S1)

Dimana :

= distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

E_p = 400 Kg/cm² → Perkiraan modulus elastisitas

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.9.Perkiraan modulus elastisitas (E) (Sardjono, Pondasi Tiang Pancamg,Jilid 2, 1991)

Jenis Tanah	Modulus Elastisitas (E_p) Kg/cm ²
Tanah liat sangat lunak	3,5 - 30
Tanah liat lunak	20 - 50
Tanah liat sedang	40 - 80
Tanah liat keras	70 - 180
Tanah liat berpasir	300 – 400
Pasir berlau	70 - 200
Pasir lepas	100 - 250
Pasir padat	500 - 800
Pasir padat dan grosok	1.000 – 2.000

- $$S1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{(3,695 + 0,5 \times 0) \cdot 5,5}{2152 \times 400} = 0,00002 \text{ cm}$$

5. Penurunan dari ujung tiang (S2)

Dimana : $q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p} = \frac{3,695}{2152} = 0,0017 \text{ cm}$

Tabel 4.10. Nilai koef. C_p [(Eq.(8.60)] (Manual Pondasi Tiang Edisi ke 3

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor / sumuran
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Untuk nilai C_p diambil = 0,09

- $$S2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} = \frac{3,695 \times 0,09}{60 \times 0,0017} = 3,26 \text{ cm}$$

6. Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

$$C_s = \text{konst. Empiris} = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}}) \cdot C_p = (0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{5,5}{0,60}}) \cdot 0,09$$

$$= 0,12$$

- $$S3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} = \frac{0 \times 0,12}{5,5 \cdot 0,0017} = 0 \text{ cm}$$

- $$S_{\text{Total}} = S1 + S2 + S3$$

$$= 0,00002 + 3,26 + 0$$

$$= 3,26 \text{ cm} \quad (\text{syarat aman})$$

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 (lihat pada table 2.3) adalah:

Syarat penurunan total untuk bangunan yang di ijinan = 25 – 30 cm.

Kesimpulan .: Untuk bentuk penampang pondasi untuk beban ringan adalah sama yaitu digunakan tipe 3 (sesuai gambar 4.6) dengan data sebagai berikut :

Diameter luar	= 60 cm
Diameter dalam	= 20 cm
S (jarak as tiang ke tepi)	= 50 cm
h (tinggi pile cap)	= 50 cm
Lebar pile cap	= 150 cm
Panjang pile cap	=150 cm

4.9 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas

4.9.1 Tipe Pondasi 1 Dengan Beban Berat

$$P_{\max, \min} = P_{\text{vertical}} \pm P_{\text{akibat moment}}$$
$$P_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

Dimana :

P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

P_{\min} = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

V = Jumlah total beban vertical

Mx = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X

My = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y

n = Jumlah sumuran dalam kelompok tiang sumuran

X_{\max} = Absis terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

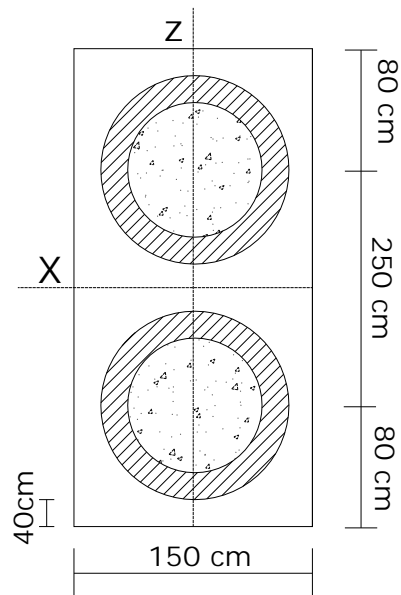
Y_{\max} = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

ny = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris pada arah sumbu Y

nx = Jumlah tiang sumuran Pada satu baris dalam arah sumbu X

x^2 = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

y^2 = Jumlah kuadrat ordinat- ordinat tiang sumuran



Gambar 4.8. *Susunan pondasi sumuran tipe barat*

Data :

Beban Total (P_u) = 263 ton

M_z = 0,48319 ton

M_x = 0,01613 ton

X_{max} = 0 m

X_{min} = 0 m

Y_{max} = 0 m

Y_{min} = 0 m

n = 2 buah

n_x = 1 buah

n_y = 2 buah

Jumlah kuadrat absis - absis tiang :

$$X^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang :

$$y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$v = 263 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\Sigma v}{n} + \frac{My \cdot x}{ny \cdot \Sigma x^2} + \frac{Mx \cdot y}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

$$P = \frac{263}{2} + \frac{0,48319 \times 0}{2 \times 0^2} + \frac{0,01613 \times 0}{1 \times 0^2} = 131,5 \text{ ton}$$

$$P_{\max} = 131,5 \text{ ton} < Qa_{\text{tiang}} 929,335 \text{ ton} \dots \text{ (Aman)}$$

$$M_{xe} = 0,32$$

$$Mu = (P \times M_{xe})$$

$$Mu = (131,5 \times 0,32)$$

$$Mu = 42,08 \text{ ton}$$

4.9.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari table 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.11. Pelat : Stigel/Wipel

Z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M_{xe}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

➤ Penulangan Poer Arah Z

$$M_u = 42,08 \text{ ton/m} = 42080 \text{ kg/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4208 \times 10^4}{0,8} = 52600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 4100 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \varnothing 16 \text{ \& } \varnothing 22$$

$$\text{Tulangan bagi} = \varnothing 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$\begin{aligned} d &= h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22 \\ &= 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 22 \right) = 349 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{52600000}{4100 \times 349^2} = 0,11 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$b = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 320} \right] = 0,044$$

$$b_{\max} = 0,75 \times p_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$b_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$p_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,11}{320}} \right] = 0,003$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi $p_{\min} \leq p_{\text{ada}} \leq p_{\max}$

- Jika $p_{\text{ada}} > p_{\min}$, maka digunakana $p_{\text{ada}} \sim p_{\min}$ dan $A_s = P_{\text{ada}} \times b \times d$

- Jika $p_{ada} > p_{maks}$, maka tebal plat harus diperbesar menggunakan $p_{ada} \sim p_{min}$
 $= 0,004$

$$A_{s_{perlu}} = p_{ada} \times b \times d$$

$$= 0,003 \times 4100 \times 349 = 4292,7 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{4292,7}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 22^2} = 11,298 \sim 12 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot D^2)$$

$$= 12 \times (1/4 \times 3,14 \times 22^2)$$

$$= 4559,28 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} 4292,7 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{4100}{12} = 341,666 \text{ mm} \sim 350 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **12 D22 – 350 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s_{tekan}} = 30 \% \times A_{s_{perlu}}$$

$$= 30\% \times 4292,7 = 1287,81 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{1287,81}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2} = 7,40 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$A_{s \text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 8 \times (1/4 \times 3,14 \times 16^2)$$

$$= 1607,68 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ tekan}} 1287,81 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{4100}{8} = 512,5 \text{ mm} \sim 512 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = **8 D16 – 512 mm**

➤ **Penulangan Poer Arah X**

$$M_u = 42,08 \text{ t/m} = 42080 \text{ kg/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4208 \times 10^4}{0,8} = 52600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{Ø16 \& Ø 22}$$

Tulangan bagi = Ø16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 22 \right) = 349 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{52600000}{1500 \times 349^2} = 0,28 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$b = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 320} \right] = 0,044$$

$$p_{\max} = 0,75 \times p_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$p_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$p_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,28}{320}} \right]$$

$$= 0,066$$

(SK – SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi $p_{\min} \leq p_{\text{ada}} \leq p_{\max}$

- Jika $p_{\text{ada}} > p_{\min}$, maka digunakan $p_{\text{ada}} \sim p_{\min}$ dan $A_s = P_{\text{ada}} \times b \times d$

- Jika $p_{ada} > p_{maks}$, maka tebal plat harus diperbesar menggunakan $p_{ada} \sim p_{min}$
 $= 0,004$

$$A_{s_{perlu}} = p_{min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 349 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{2094}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 22^2} = 5,5 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 6 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2279,64 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} \text{ } 2094 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **6 D22 – 250 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s_{tekan}} = 30\% \times A_{s_{perlu}} - 30\% \times 2094 = 628,2 \text{ mm}^2$$

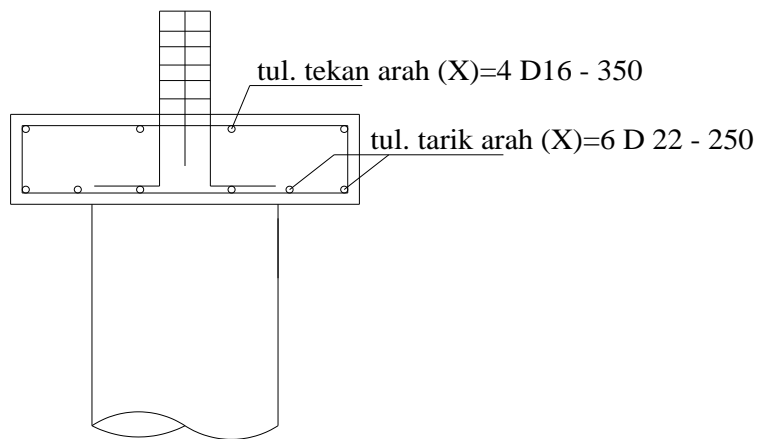
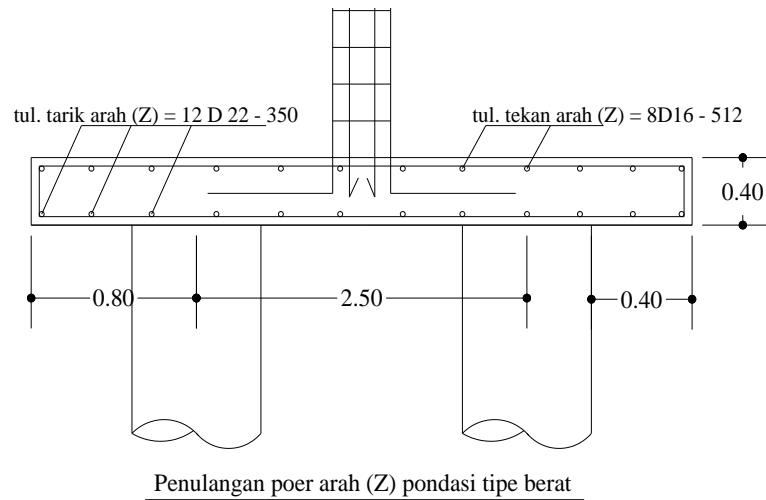
$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{628,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2} = 3,1259 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{tekan}}} = 628,2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = **4 D16 – 375 mm**

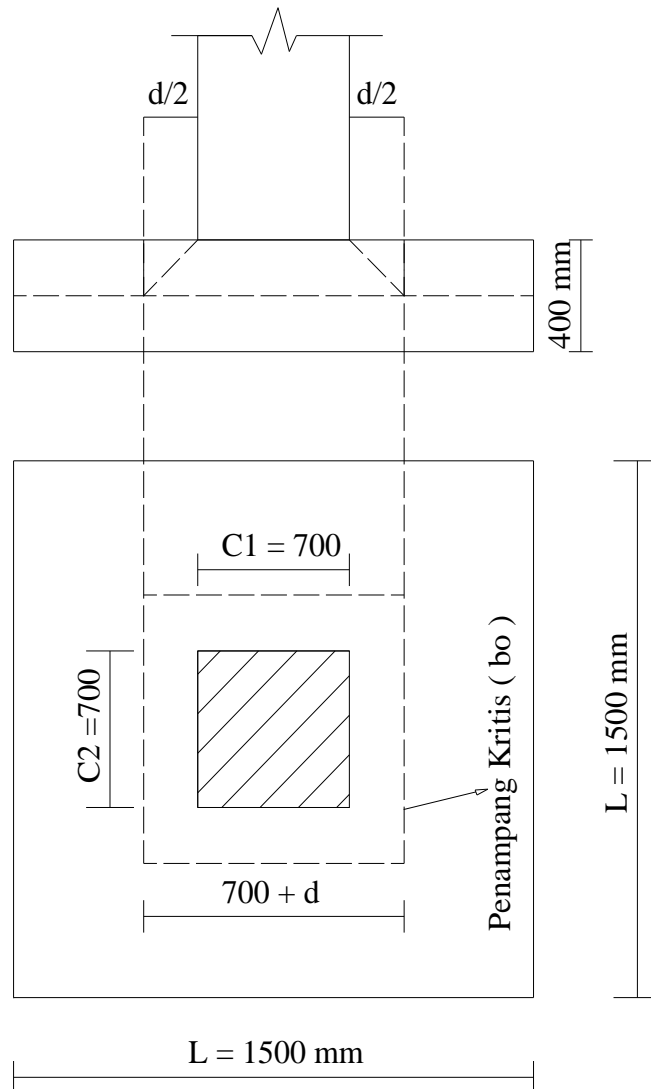


Gambar 4.9 : Penulangan Poer Pondasi Sumuran

4.9.3. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Pondasi

Tipe Berat

➤ Gaya Geser Pons Terhadap Kolom



Gambar 4.10 : Skema Geser Pons Tipe Berat

Diketahui :

$$V_u = 2630000 \text{ N}$$

Tinggi efektif (d)

$$d = \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan terluar}$$

$$= 400 - 40 - \frac{1}{2} \times 22 = 349 \text{ mm}$$

$$\text{Dimensi kolom (D)} = 70/70$$

Keliling bidang kritis geser pons (bo)

$$b_o = 4 \times (c + d) = 4 \times (700 + 349) = 4196 \text{ mm}$$

Kuat Geser beton Maksimum

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \dots \dots \dots (\text{SNI, psl. 13.12.2.1})$$

$$= \left(\frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 4196 \times 349 = 267362368 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 267362368 = 1604174208 \text{ N}$$

$$\text{Maka } V_u = 2630000 \text{ N} < \phi V_c = 1604174208 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{OK})$$

Jadi tidak perlu tulangan geser pons pada kolom. Dan poer aman terhadap geser pons.

4.10. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Berat

Perhitungan Pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data Perencanaan :

- $P_u = V_u = 272,716 \text{ ton}$
- Mutu Beton (f_c) = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan = 320 Mpa
- Diameter tulangan pokok = 22 mm
- \emptyset sengkang = 12 mm
- Diameter sumuran = 80cm = 800mm
- Tebal selimut = 40 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\&= 40 + 12 + (1/2 \times 22) \\&= 63 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \times d') \\&= 800 - (2 \times 63) = 674 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Luas penampang caisson

$$\begin{aligned}A_{g_{\text{caisson}}} &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\&= (1/4 \times 3,14 \times 800^2) - (1/4 \times 3,14 \times 400^2) \\&= 376800 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

d. Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$A_{st} = 3\% \times A_g = 3\% \times 376800 = 11304 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi \times D^2} = \frac{11304}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} = 29,75 \sim \mathbf{30 \text{ buah}}$$

maka dipakai tulangan memanjang 30 Ø 22

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= n \times \frac{1}{2} \pi \times D^2 \\ &= 30 \times \frac{1}{2} \times 3,14 \times 22^2 = 22796,4 \text{ mm}^2 > A_{st} = 11304 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} = \frac{3,14 \times 674}{30} = 70,54 \text{ mm} \sim \mathbf{71 \text{ mm}}$$

- e. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub})

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} t_{ek1} &= 0,8 \times D_{luar} \\ &= 0,8 \times 800 = 640 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{ek2} &= 0,8 \times D_{dalam} \\ &= 0,8 \times 400 = 320 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \pi \times D_{luar}^2}{tek1} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 800^2}{640} = 785 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \pi \times D_{dalam}^2}{tek2} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 400^2}{320} = 392,5 \text{ mm}$$

Pemeriksaan (P) terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan Tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} - t_{ek2}$$

$$= 800 - 63 - 320 = 417 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (Cb)

$$c_{balance} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 417}{600 + 320} = 271 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan total pada kolom yaitu 30 buah

$$= 30 \times 1/4 \times 3,14 \times 22^2 = 11389,2 \text{ mm}^2$$

- Lebar daerah tekan (a_b) SNI -03-2847-2002 ,hal 70,12.2 (7)

$$a_b = \beta_1 \times c_b = 0,85 \times 271 = 230,35 \text{ mm}$$

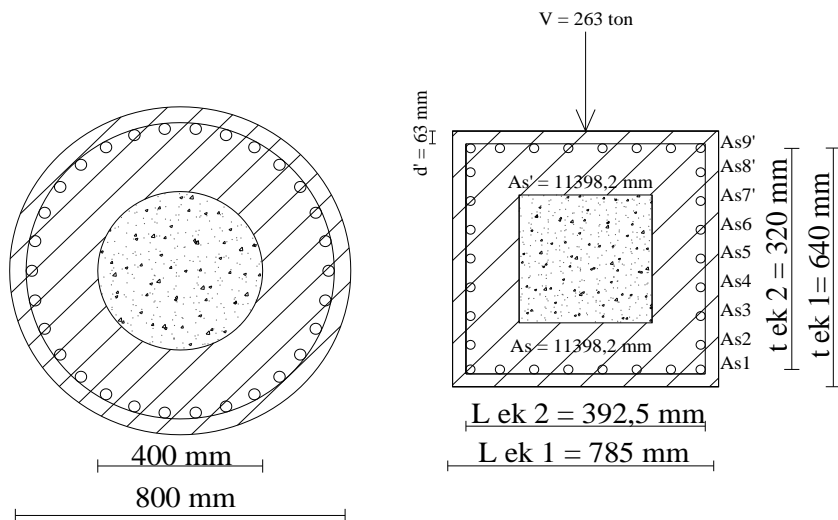
Selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur

(C_c) mm / resultan gaya tekan dari balok tegangan tekan ekuivalen

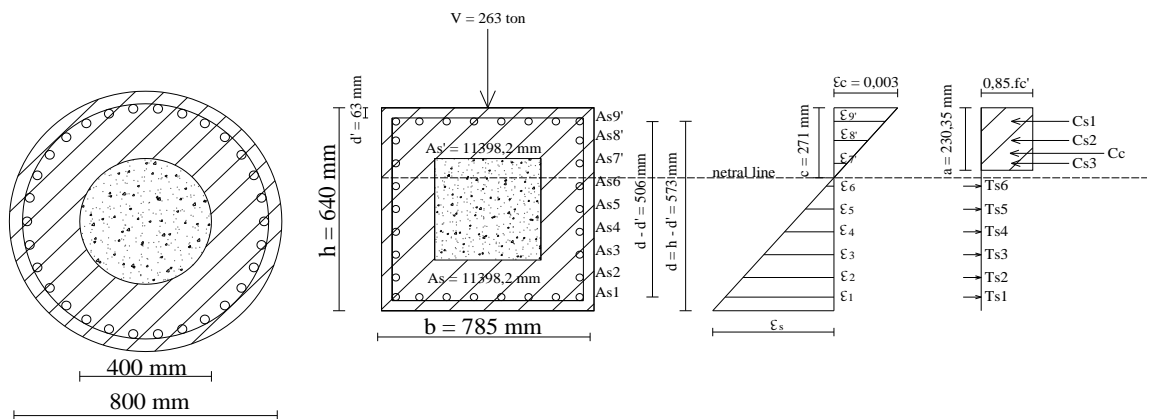
$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b$$

$$= 0,85 \times 30 \times 230,35 \times 785$$

$$= 4611031,125 \text{ N} = 4611,03 \text{ ton}$$



Gambar 4.11 : Ekvivalen Penampang Bulat ke segi empat



Gambar 4.12 : Diagram Tegangan Regangan Persegi Ekvivalen Kolom

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_{s1} = 8 \text{ buah}) = 8 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 3039,52 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s2} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s3} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s4} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s5} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s6} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan tekan } (A_{s7} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s8} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s9} = 8 \text{ buah}) = 8 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 3039,52 \text{ mm}^2$$

Dari gambar 4.12 dapat di hitung besar nilai d_1 , d_2 , d_3 , d_4 , d_5 , d_6 , d_7 , d_8 , d_9 sbb !

$$d_1 = \text{Tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan utama}$$

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 63 \text{ mm}$$

$$d_2 = d_1 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 63 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 156 \text{ mm}$$

$$d_3 = d_2 + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \varnothing \text{ tulangan utama}$$

$$= 156 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 249 \text{ mm}$$

$$d_4 = d_3 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 249 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 342 \text{ mm}$$

$$d_5 = d_4 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 342 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 435 \text{ mm}$$

$$d_6 = d_5 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 435 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 528 \text{ mm}$$

$$d_7 = d_6 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 528 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 621 \text{ mm}$$

$$d_8 = d_7 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 621 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 714 \text{ mm}$$

$$d_9 = d_8 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 714 + \frac{1}{2} 22 + 71 + \frac{1}{2} 22 = 807 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$f_s' = \frac{0,0016 \times 200000 \times (cb - d')}{cb} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (271 - 63)}{271}$$

$$= 245,6088 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Kondisi tulangan tekan :

$$\frac{\epsilon_{s9'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d9'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s9'} = \frac{c_b - d9'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_9' = \frac{271 - 871}{271} \times 0,003 = -0,00664$$

$$f_{s9'} = s_9' \cdot E_s = 0,00664 \times 200000$$

$$= -1328,413 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s9'} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s9'} = -1328,413 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s8'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d8'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s8'} = \frac{c_b - d8'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_8' = \frac{271 - 714}{271} \times 0,003 = -0,00490$$

$$f_{s8'} = s_8' \cdot E_s = -0,00490 \times 200000$$

$$= -980,811 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s8'} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s8'} = -980,811 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s7'}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s7'} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$s_{7'} = \frac{271 - 621}{271} \times 0,003 = -0,00387$$

$$f_{s7'} = s_{7'} \cdot E_s = -0,00387 \times 200000$$

$$= -774,9077 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s7'} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s7'} = -774,9077 \text{ Mpa}$

- Kondisi tulangan tarik

$$\frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{c'}} = \frac{d_1 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s1} = \frac{d_1 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c')$$

$$s_1 = \frac{63 - 271}{271} \times 0,003 = -0,00230$$

$$f_{s1} = s_1 \cdot E_s = -0,00230 \times 200000$$

$$= -460,516 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s1} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s1} = -460,516 \text{ Mpa}$

$$\frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_c} = \frac{d_2 - c_b}{c_b} \longrightarrow \varepsilon_{s2} = \frac{d_2 - c_b}{c_b} \times (\varepsilon_c)$$

$$s_2 = \frac{159 - 271}{271} \times 0,003 = -0,00123$$

$$fs_2 = s_2.Es = -0,00123 \times 200000$$

$$= -247,970 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $fs_2 < fy$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $fs_2 = -247,970 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon s_3}{\epsilon_c} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon s_3 = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_3 = \frac{249 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00243$$

$$fs_3 = s_3.Es = 0,00243 \times 200000$$

$$= -47,708 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $fs_3 < fy$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $fs_3 = -47,708 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon s_4}{\epsilon_c} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon s_4 = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_4 = \frac{342 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00785$$

$$fs_4 = s_4.Es = 0,00785 \times 200000$$

$$= 157 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s4} > f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s4}=157 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s5}}{\epsilon_c} = \frac{d_5 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s5} = \frac{d_5 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_5 = \frac{435 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00181$$

$$f_{s5} = s_5 \cdot E_s = 0,00181 \times 200000$$

$$= 363,099 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa (meleleh)}$$

karena nilai $f_{s5} > f_y$ berarti kondisi tulangan tekan leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s5} = f_y = 320 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s6}}{\epsilon_c} = \frac{d_6 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s6} = \frac{d_6 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_6 = \frac{528 - 271}{271} \times 0,003 = 0,00284$$

$$f_{s6} = s_6 \cdot E_s = 0,00284 \times 200000$$

$$= 569,01 \text{ Mpa} > f_y = 320 \text{ Mpa (meleleh)}$$

karena nilai $f_{s6} > f_y$ berarti kondisi tulangan tekan leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s6} = f_y = 320 \text{ Mpa}$

- Gaya tekan pada tulangan tekan atau gaya tekan baja (C_s)

$$\begin{aligned} C_{s1} &= A_{s9}' \cdot f_{s9}' - 0,85 \times f_c' \\ &= (3039,52) \times (-1328,413 - 0,85 \times 30) = -4115245,642 \text{ N} = -411,5 \text{ ton/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s2} &= A_{s8}' \cdot f_{s8}' - 0,85 \times f_c' \\ &= (759,88) \times (-980,811 - 0,85 \times 30) = -764675,6027 \text{ N} = -76,5 \text{ ton/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{s3} &= A_{s7}' \cdot f_{s7}' - 0,85 \times f_c' \\ &= (759,88) \times (-774,9077 - 0,85 \times 30) = -608213,8031 \text{ N} = -60,821 \text{ ton/mm} \end{aligned}$$

- Gaya tarik pada tulangan tarik (T_s) *sumber : Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*

$$\begin{aligned} T_{s1} &= A_{s1} \times f_{s1} \\ &= 3039,52 \times (-460,516) = -1399747,592 \text{ N} = -139,9 \text{ ton/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{s2} &= A_{s2} \times f_{s2} \\ &= 759,88 \times (-247,970) = -188427,44 \text{ N} = -18,84 \text{ ton/mm} \end{aligned}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \times f_{s3}$$

$$= 759,88 \times (-47,708) = -36252,355 \text{ N} = -3,625 \text{ ton/mm}$$

$$T_{s4} = A_{s4} \times f_{s4}$$

$$= 759,88 \times 157 = 119301,16 \text{ N} = 11,93 \text{ ton/mm}$$

$$T_{s5} = A_{s5} \times f_y \dots \dots \dots (\text{karena } f_{s5} \text{ melebihi maka di pakai } f_y = 320 \text{ Mpa})$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 \text{ N} = 243,1616 \text{ ton}$$

$$T_{s6} = A_{s6} \times f_y \dots \dots \dots (\text{karena } f_{s6} \text{ melebihi maka di pakai } f_y = 320 \text{ Mpa})$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 \text{ N} = 243,1616 \text{ ton}$$

$$\text{Tul, tarik (} A_{s \text{ bawah}}) = A_{s1} + (A_{s2} = A_{s3} = A_{s4} = A_{s5} = A_{s6})$$

$$= 3039,52 + 759,88 = 3799,4 \text{ mm}^2 \text{ 18 D } 22^2$$

$$\text{Tul, tekan (} A_{s \text{ atas}}) = A_{s9} + (A_{s7} = A_{s8})$$

$$= 3039,52 + 759,88 = 3799,4 \text{ mm}^2 \text{ 12 D } 22^2$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$P_{ub} = \{ (0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ekl}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y) \} \times 10^{-3}$$

$$= \{ (0,85 \times 30 \times 230,35 \times 785) + (11398,2 \times 245,6088) - (11398,2 \times 320) \} \times 10^{-3} = 3763,1 \text{ Kn}$$

- Moment Ultimate Beton (M_{ub})

$$M_{ub} = (0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b (1/2 T_{ek} - 1/2 a_b) + A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (d_{eff} - d'))) + A_s \times f_y \times (1/2 \times (d_{eff} - d')) \times 10^{-6}$$

$$M_{ub} = (0,85 \times 30 \times 785 \times 230,35 \times (320 - 115,175) + 11398,2 \times 245,6088 \times (1/2 \times (674 - 63))) + 11398,2 \times 320 \times (1/2 \times (674 - 63))) \times 10^{-6}$$

$$M_{ub} = 550922,99 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas beton (e_{beton})

$$e_{beton} = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{550922,99}{3763,1} = 145,40 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas Beban (e)

$$e_{beban} = \frac{M_z}{\Sigma V_u} = \frac{2,927}{272,716} = 0,01075 \text{ kN}$$

Karena $e_{beban} = 0,01075 \text{ kN} < e_{beton} = 145,40 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{OK})$

4.10.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio Penulangan Memanjang (Ps)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3768}{376800} = 0,01$$

- Diameter lingkaran tulangan terjauh dari As ke As (Ds)

$$D_s = D_{luar} - 2 \times (\text{selimut beton} + \emptyset_{Tul. sengk} + (1/2 \times \emptyset_{Tul. pokok}))$$

$$= 800 - 2 \times (40 + 12 + 1/2 \times 22) = 674 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\text{perlu}}$)

$$P_{n\text{perlu}} = \frac{Pu}{\phi} = \frac{272,716}{0,80} = 340,305 \text{ ton}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ($p_{n\text{max}}$)

$$P_{n\text{max}} = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,83\right)^2 + \frac{\rho_g \cdot m \cdot D_s}{2,50 \cdot h} - \frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,38} \right] =$$

$$0,85 \times 30 \times 640^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 145,40}{640} - 0,83\right)^2 + \frac{0,01 \times 12,549 \times 674}{2,50 \times 640} - \frac{0,85 \times 145,40}{640} - 0,38} \right] = 6652194,23 \text{ KN} = 6652,1942 \text{ ton}$$

- Syarat : $P_{n\text{max}} > P_{n\text{perlu}}$

$$P_{n\text{max}} = 6652,1942 \text{ ton} > p_{n\text{perlu}} = 340,305 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

4.10.2. Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral Ø 12 mm

- Luas penampang Lintang Kotor Pondasi (A_g)

$$A_g = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 800^2 = 502400 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ spiral}} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

- Diameter inti sumuran dari tepi ke tepi spiral (D_c)

$$D_c = h - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 785 - (2 \times 40) = 705 \text{ mm}$$

- Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 705^2 \right) = 390164,625 \text{ mm}^2$$

- Rasio Penulangan spiral minimum ($\rho_{s \text{ min}}$)

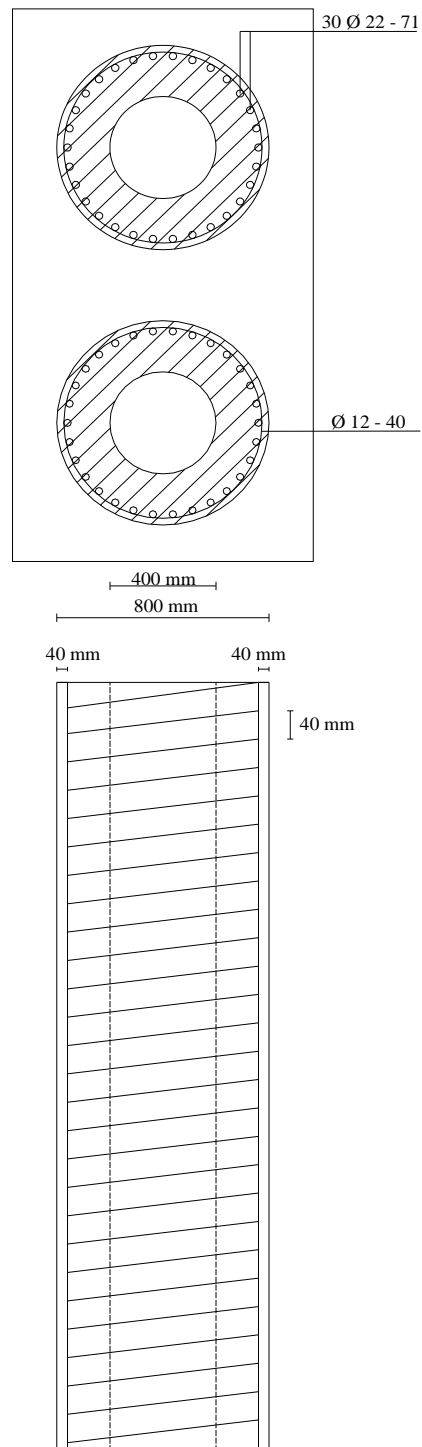
$$\rho_{s \text{ (min)}} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_{c'}}{f_y} \right] = 0,45 \times \left[\frac{502400}{390164,625} - 1 \right] \times \left[\frac{30}{240} \right] = 0,016$$

- Jarak antara sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maks}} = \frac{4 \times A_{s \text{ spiral}} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{s \text{ min}}} = \frac{4 \times 113,04 \times (705 - 12)}{705^2 \times 0,016} = 39,40 \text{ mm} \sim 40 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran, maka digunakan tulangan pokok D 22-71mm dan tulangan spiral D 12 – 40 mm

- Tulangan pokok **30 Ø 22-71 mm**
- Tulangan spiral **Ø 12 – 40 mm**



Gambar 4.12 : Penulangan pondasi Sumuran Tipe Berat

4.11 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas

4.11.1 Tipe Pondasi 2 Dengan Beban Sedang

$$P_{\max, \min} = P_{\text{vertical}} \pm P_{\text{akibat moment}}$$
$$P_{\max, \min} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

Dimana :

P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

P_{\min} = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

V = Jumlah total beban vertical

Mx = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X

My = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y

n = Jumlah sumuran dalam kelompok tiang sumuran

X_{\max} = Absis terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

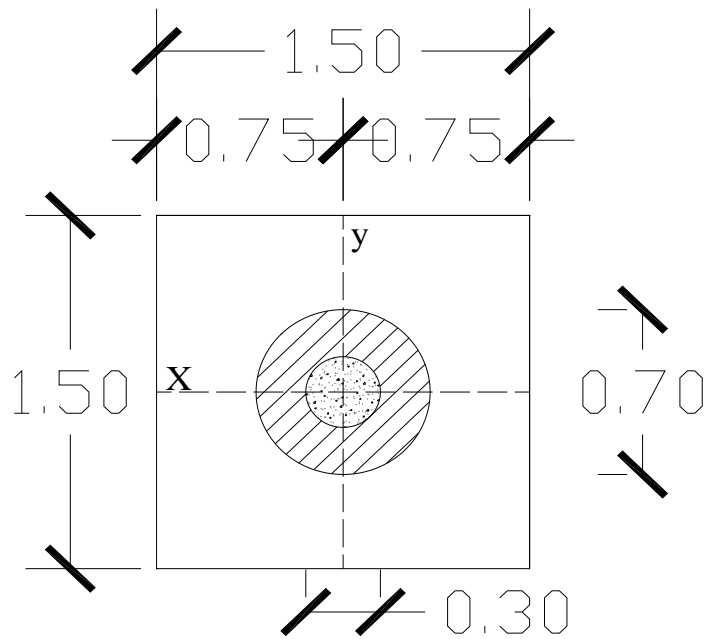
Y_{\max} = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

ny = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris pada arah sumbu Y

nx = Jumlah tiang sumuran Pada satu baris dalam arah sumbu X

x^2 = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

y^2 = Jumlah kuadrat ordinat- ordinat tiang sumuran



Gambar 4.13. *Susunan pondasi sumuran tipe 2*

Data :

Beban Total (P_u)	= 165 ton
M_z	= 0,030116 t/m
M_x	= 0,000123 t/m
X_{max}	= 0 m
X_{min}	= 0 m
Y_{max}	= 0 m
Y_{min}	= 0 m
n	= 1 buah
n_x	= 1 buah
n_y	= 1 buah

Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$$X^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang :

$$Y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$v = 165 \text{ ton}$$

$$P = \frac{\Sigma v}{n} + \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} + \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{165}{1} + \frac{0,030116 \times 0}{1 \times 0^2} + \frac{0,000123 \times 0}{1 \times 0^2} = 165 \text{ ton}$$

$$P = 165 \text{ ton} < Qa_{\text{tiang}} = 177,925 \text{ ton} \dots\dots(\mathbf{Aman})$$

$$(Y/L)_1 = 0/(0+0) = 0$$

$$M_{xe} = 0,32$$

$$Mu = (P \times M_{xe}) = (165 \times 0,32) = 52,8 \text{ t/m}$$

4.11.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari table 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209) didapat nilai M_y (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.12. Pelat : Stigel/Wipel

Z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M _{xe}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

➤ **Penulangan Poer Arah Z**

$$Mu = 52,8 \text{ tm} = 5280 \text{ kg/m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{528 \times 10^4}{0,8} = 6600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D 22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 40 - (\frac{1}{2} \times 22)$$

$$= 349 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6600000}{1500 \times 349^2} = 0,036 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$b = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right]$$

$$= 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 320} \right] = 0,044$$

$$p_{\max} = 0,75 \times p_b$$

$$= 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$p_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$p_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,036}{320}} \right] = 0,00011$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi $p_{\min} \leq p_{\text{ada}} \leq p_{\max}$

- Jika $p_{\text{ada}} < p_{\min}$, maka digunakana $p_{\min} \sim p_{\text{ada}}$ dan $A_s = p_{\min} \times b \times d$
 - Jika $p_{\text{ada}} > p_{\max}$, maka tebal plat harus diperbesar menggunakan $p_{\min} \sim p_{\text{ada}}$
- $$= 0,004$$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 349 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{2094}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2} = 5,511 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 6 \times (1/4 \cdot \pi \cdot 22^2)$$

$$= 2279,64 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} 2094 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **6 D22 – 250 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s_{tekan}} = 30\% \times A_{s_{perlu}}$$

$$= 30\% \times 2094 = 628,2 \text{ mm}$$

$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{628,2}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16^2} = 3,125 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot \pi \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{s_{tekan}} 628,2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = **4 D16 – 375 mm**

➤ **Penulangan Poer Arah X**

$$Mu = 52,8 \text{ tm} = 5280 \text{ kg/m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{528 \times 10^4}{0,8} = 6600000 \text{ Nmm}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$fy = 320 \text{ Mpa}$$

$$fc = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D 22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D_{22}$$

$$= 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 22 \right) = 349 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6600000}{2000 \times 349^2} = 0,036 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$b = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 320} \right] = 0,044$$

$$_{\max} = 0,75 \times p_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 0,036}{320}} \right]$$

$$= 0,00011$$

(SK – SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi $p_{\min} \leq p_{\text{ada}} \leq p_{\max}$

- Jika $p_{\text{ada}} < p_{\min}$, maka digunakana $p_{\min} \sim p_{\text{ada}}$ dan $A_s = P_{\min} \times b \times d$
- Jika $p_{\text{ada}} > p_{\max}$, maka tebal plat harus diperbesar menggunakan $p_{\text{ada}} \sim p_{\min}$

$$= 0,004$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = p_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 349 = 2094 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{2094}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 22^2} = 5,51 \sim 6 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 6 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2279,64 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} 2094 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **6 D22 – 250 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s_{tekan}} = 30\% \times A_{s_{perlu}} = 30\% \times 2094 = 628,2 \text{ mm}^2$$

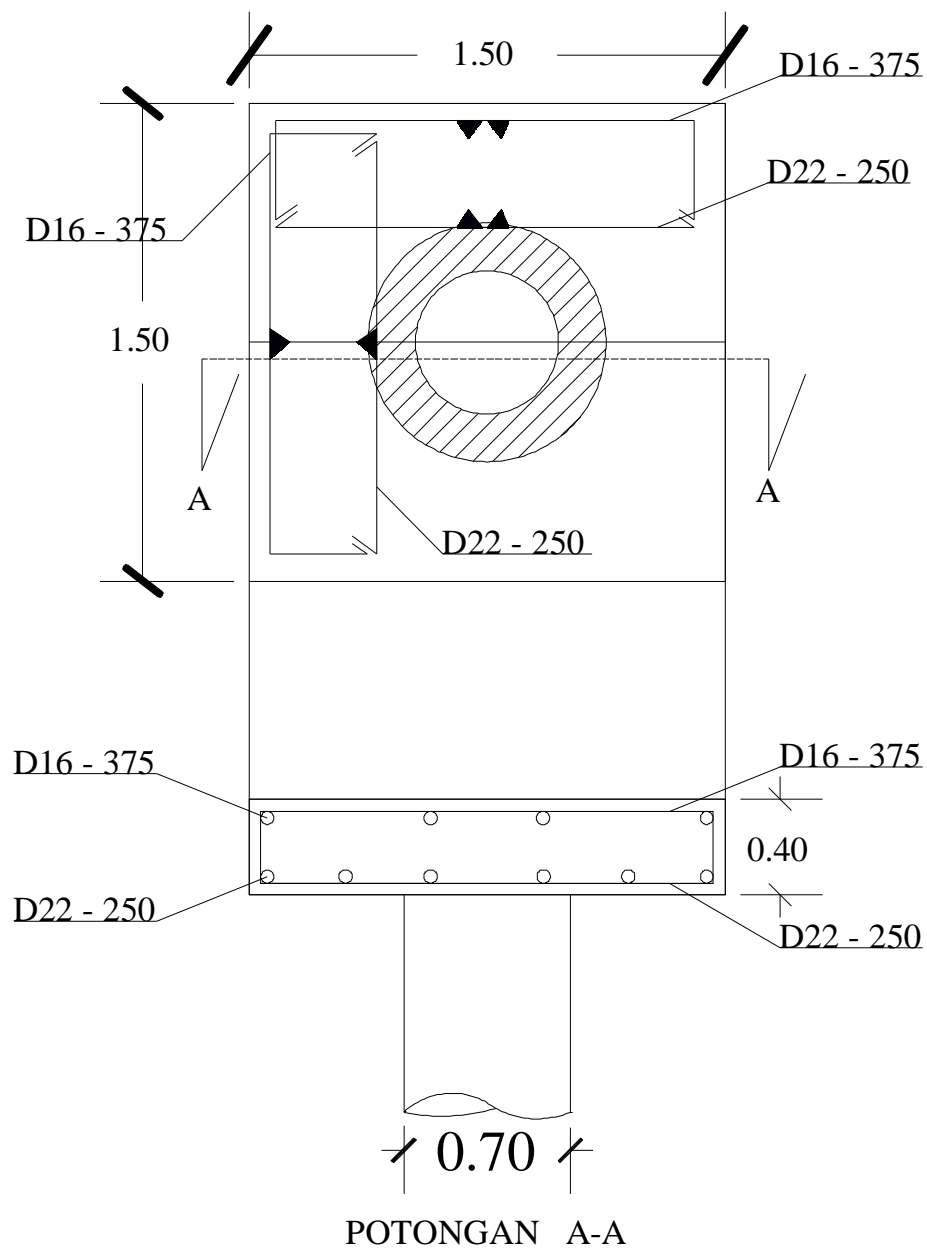
$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{628,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2} = 3,125 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{s_{tekan}} 628,2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = **4 D16 – 375 mm**

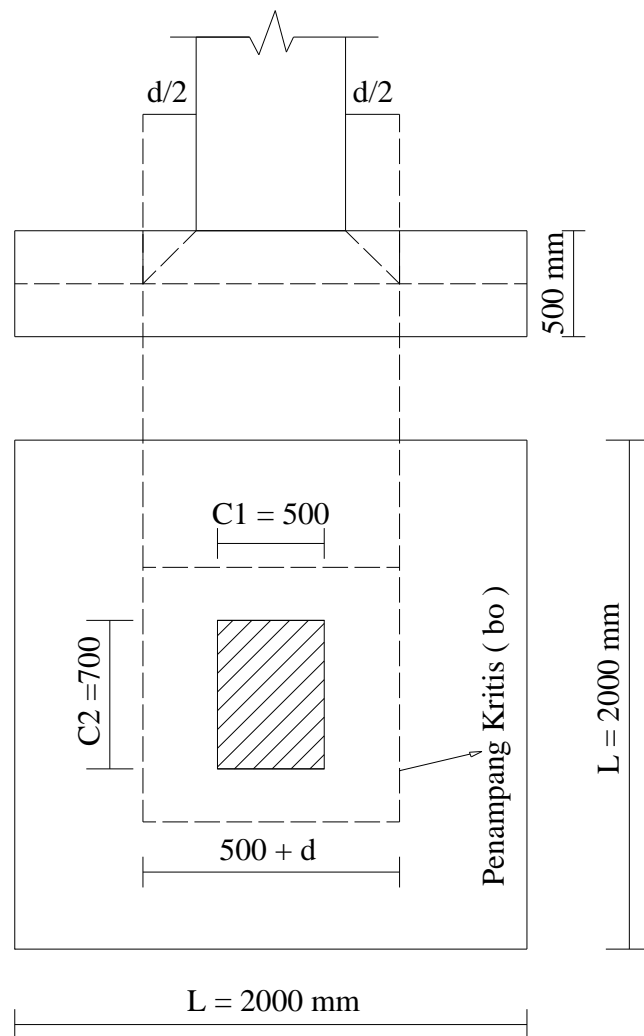


Gambar 4.14 : Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe 2

4.11.3. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Podasi Tipe

Sedang

➤ Gaya Geser Pons Terhadap Kolom



Gambar 4.15 : Skema Geser Pons Tipe sedang (70/50)

Diketahui : $V_u = 1650000 \text{ N}$

- Tinggi efektif (d)

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal poer} - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan terluar} \\ &= 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 22 \right) = 349 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dimensi kolom (D) = 70/50

- Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d) \\ &= 2 \times (500 + 349) + 2 \times (700 + 349) = 3796 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kuat Geser beton Maksimum

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \dots \dots \dots (\text{SNI, psl. 13.12.2.1})$$

$$= \left(\frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 3796 \times 439 = 304296565 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times V_c = 0,6 \times 304296565 = 182577939 \text{ N}$$

Maka $V_u = 1650000 \text{ N} < \phi V_c = 182577939 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{OK})$

Jadi tidak perlu tulangan geser pons.

4.12. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Sedang

Perhitungan Pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data Perencanaan :

- $P_u = V = 179,851 \text{ ton}$
- Mutu Beton (f_c) = 30 Mpa
- Mutu baja tulangan = 320 Mpa
- Diameter tulangan pokok = 22 mm
- \emptyset sengkang = 12 mm
- Diameter sumuran = 70cm = 700mm
- Tebal selimut = 40 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \times \emptyset \text{ tulangan pokok} \\ &= 40 + 12 + (1/2 \times 22) = 63 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= D \text{ tiang} - (2 \times d') \\ &= 700 - (2 \times 63) = 574 \text{ mm} \end{aligned}$$

c. Luas penampang caisson

$$\begin{aligned} A_{g_{\text{caisson}}} &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 700^2) - (1/4 \times 3,14 \times 300^2) \\ &= 314000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d. Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

- $$A_{st} = 3\% \times A_g$$

$$= 3\% \times 314000$$

$$= 9420 \text{ mm}^2$$

- Jumlah tulangan memanjang (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi \times D^2} = \frac{9420}{\frac{1}{4} \pi \times 3,14 \times 22^2}$$

$$= 24,79 \sim 25 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan memanjang 25 Ø 22

$$A_{s_{ada}} = n \times \frac{1}{2} \pi \times D^2$$

$$= 25 \times \frac{1}{2} \pi \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 18997 \text{ mm}^2 > A_{st} = 9420 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = 0,5 \times A_{s_{ada}}$$

$$= 0,5 \times 18997 = 9498,5 \text{ mm}^2$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$S = \frac{\pi \times d_{efektif}^2}{n} = \frac{3,14 \times 574}{25}$$

$$= 72,094 \text{ mm} \sim 73 \text{ mm}$$

e. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub})

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} t_{ek1} &= 0,8 \times D_{luar} \\ &= 0,8 \times 700 = 560 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{ek2} &= 0,8 \times D_{dalam} \\ &= 0,8 \times 300 = 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times D_{luar}^2}{tek1} = \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 700^2}{560} = 686,875 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{\frac{1}{4} \pi \times D_{dalam}^2}{tek2} = \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 300^2}{240} = 294,375 \text{ mm}$$

Pemeriksaan (P) terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan Tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 560 - 63 = 497 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (C_b)

$$C_{balance} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 497}{600 + 320} = 324,13 \text{ mm}$$

- Lebar daerah tekan (a_b) SNI -03-2847-2002 ,hal 70,12.2 (7)

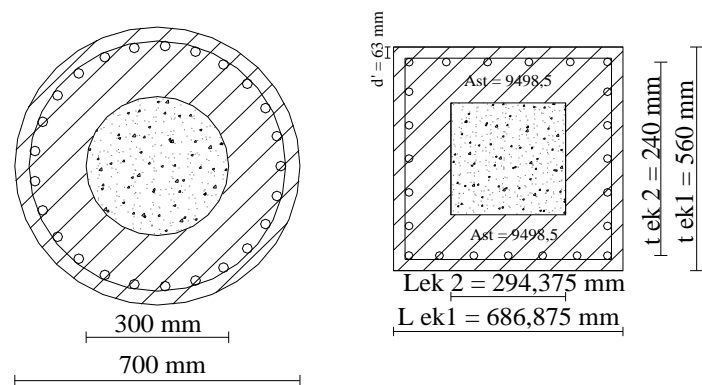
$$a_b = \beta_1 \times c_b = 0,85 \times 324,13 = 275,51 \text{ mm}$$

Selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur

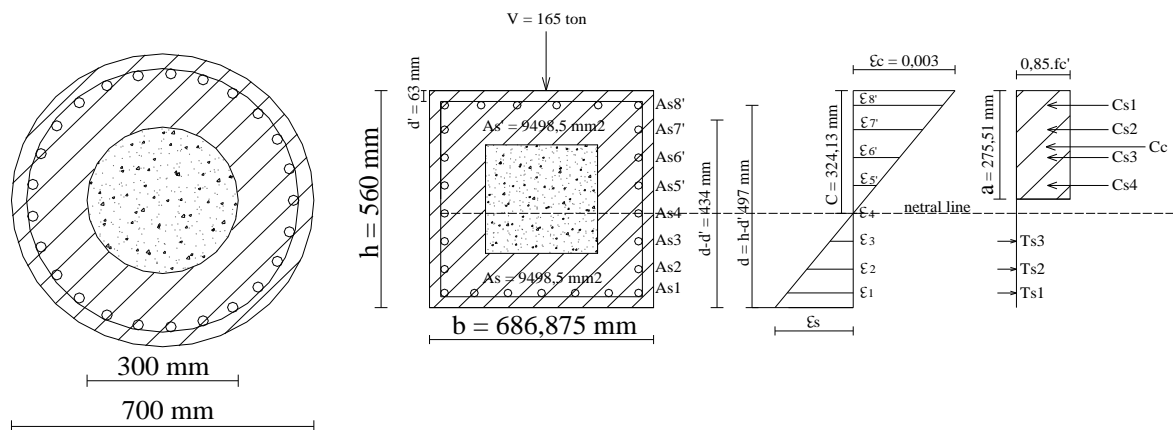
(C_c) mm / resultan gaya tekan dari balok tegangan tekan ekivalen

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = 0,85 \times 30 \times 275,51 \times 588,75$$

$$= 4825643,747 \text{ N} = 4825,643 \text{ ton}$$



Gambar 4.16 . *Ekivalen Penampang Bulat ke penampang persegi*



Gambar 4.17 . *Diagram Tegangan Regangan Persegi Ekivalen Kolom*

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_{s1} = 6 \text{ buah}) = 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s2} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s3} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s4} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan tekan } (A_{s5'} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s6'} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s7'} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s8'} = 6 \text{ buah}) = 6 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 2279,64 \text{ mm}^2$$

Dari gambar 4.12 dapat di hitung besar nilai d_1 , d_2 , d_3 , d_4 , d_5 , d_6 , d_7 , d_8 , sbb !

$$d_1 = \text{Tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan utama}$$

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 63 \text{ mm}$$

$$d_2 = d_1 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 63 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 158 \text{ mm}$$

$$d_3 = d_2 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 158 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 253 \text{ mm}$$

$$d_4 = d_3 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 253 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 348 \text{ mm}$$

$$d_5 = d_4 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 348 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 443 \text{ mm}$$

$$d_6 = d_5 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 443 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 538 \text{ mm}$$

$$d_7 = d_6 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 538 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 633 \text{ mm}$$

$$d_8 = d_7 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 633 + \frac{1}{2} 22 + 73 + \frac{1}{2} 22 = 728 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$f_s' = \frac{0,0016 \times 200000 \times (cb - d')}{cb} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (324,13 - 63)}{324,13}$$

$$= 257,80 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Kondisi tulangan tekan :

$$\frac{\epsilon_{s8'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d8'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s8'} = \frac{c_b - d8'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_8' = \frac{324,13 - 728}{324,13} \times 0,003 = -0,0037$$

$$f_{s8'} = s_8' \cdot E_s = -0,0037 \times 200000$$

$$= -747,60 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s8'} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s8'} = -747,60 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s7'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s7'} = \frac{c_b - d7'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_7' = \frac{324,13 - 633}{324,13} \times 0,003 = -0,0028$$

$$f_{s7'} = s_7' \cdot E_s = -0,0028 \times 200000$$

$$= -571,75 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s7'} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s7'} = -571,75 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s6'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d6'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s6'} = \frac{c_b - d6'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_6' = \frac{324,13-538}{324,13} \times 0,003 = -0,0019$$

$$fs_6' = s_6'.Es = -0,0019 \times 200000$$

$$= -395,89 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $fs_6' < fy$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $fs_6' = -395,89 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s5'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b-d5'}{c_b} \quad \epsilon_{s6'} = \frac{c_b-d5'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_5' = \frac{324,13-443}{324,13} \times 0,003 = -0,0011$$

$$fs_5' = s_5'.Es = -0,0011 \times 200000$$

$$= -220,04 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $fs_5' < fy$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $fs_5' = -220,04 \text{ Mpa}$

- Kondisi tulangan tarik

$$\frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{c'}} = \frac{d_1-c_b}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s1} = \frac{d_1-c_b}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_1 = \frac{63-324,13}{324,13} \times 0,003 = -0,0024$$

$$f_{s1} = s_1.E_s = -0,0024 \times 200000$$

$$= -483,38 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s1} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s1} = -483,38 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_c} = \frac{d_2 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s2} = \frac{d_2 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_2 = \frac{158 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = -0,0015$$

$$f_{s2} = s_2.E_s = -0,0015 \times 200000$$

$$= -307,52 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s2} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s2} = -307,52 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s3}}{\epsilon_c} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s3} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_3 = \frac{253 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = -0,00065$$

$$f_{s3} = s_3.E_s = -0,00065 \times 200000$$

$$= -131,66 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s3} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s3} = -131,66$ Mpa

$$\frac{\epsilon_{s4}}{\epsilon_c} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s4} = \frac{d_4 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_4 = \frac{348 - 324,13}{324,13} \times 0,003 = 0,00022$$

$$f_{s4} = s_4 \cdot E_s = 0,00022 \times 200000$$

$$= 44,185 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s4} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s4} = 44,185$ Mpa

- Gaya tekan pada tulangan tekan atau gaya tekan baja (C_s)

$$C_{s1} = A_{s8}' \cdot f_{s8}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (2279,64) \times (-747,60) - 0,85 \times 30 = -1704284,364 \text{ N} = -1704,284 \text{ ton}$$

$$C_{s2} = A_{s7}' \cdot f_{s7}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (759,88) \times (-571,75) - 0,85 \times 30 = -434486,89 \text{ N} = -4344,868 \text{ ton}$$

$$C_{s3} = A_{s6}' \cdot f_{s6}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (759,88) \times (-395,89) - 0,85 \times 30 = -300854,393 \text{ N} = -3008,543 \text{ ton}$$

$$C_{s4} = A_{s5}' \cdot f_{s5}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (759,88) \times (-222,04) - 0,85 \times 30 = -168749,25 \text{ N} = -1687,492 \text{ ton}$$

- Gaya tarik pada tulangan tarik (T_s) *sumber : Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*

$$T_{s1} = A_{s1} \times f_{s1}$$

$$= 2279,64 \times (-483,38) = -1101932,383 \text{ N} = -1101,932 \text{ ton}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_{s2}$$

$$= 759,88 \times (-307,52) = -233678,297 \text{ N} = -2336,78 \text{ ton}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \times f_{s3}$$

$$= 759,88 \times (-131,66) = -100045,8 \text{ N} = -1000,45 \text{ ton}$$

$$T_{s4} = A_{s4} \times f_{s4}$$

$$= 759,88 \times 44,185 = 33575,29 \text{ N} = 3357,529 \text{ ton}$$

$$\text{Tul, tarik (As bawah)} = A_{s1} + (A_{s2} = A_{s3} = A_{s4})$$

$$= 2279,64 + 759,88 = 3039,52 \text{ mm}^2 \text{ 13 D } 22^2$$

$$\text{Tul, tekan (As atas)} = A_{s8} + (A_{s5} = A_{s6} = A_{s7})$$

$$= 2279,64 + 759,88 = 3039,52 \text{ mm}^2 \text{ 12 D } 22^2$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$P_{ub} = \{ (0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ekl}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y) \} \times 10^{-3}$$

$$= \{ (0,85 \times 30 \times 275,51 \times 686,875) + (9498,5 \times 257,80) - (9498,5 \times 320) \}$$

$$\times 10^{-3} = 4234,83 \text{ kN}$$

- Moment Ultimate Beton (M_{ub})

$$M_{ub} = (0,85 \cdot f_c' \cdot l_{ek} \cdot a_b (1/2 T_{ek} - 1/2 a_b) + A_s' \cdot f_s' \times (1/2 \times (d_{eff} - d'))$$

$$+ A_s \cdot f_y \times (1/2 \times (d_{eff} - d'))) \times 10^{-6}$$

$$= (0,85 \times 30 \times 686,875 \times 275,51 \times (280 - 137,75) + 9498,5 \times 257,80 \times$$

$$(1/2 \times (574 - 63)) + 9498,5 \times 320 \times (1/2 \times (574 - 63))) \times 10^{-6}$$

$$M_{ub} = 176789,66 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas beton (e_{beton})

$$e_{beton} = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{176789,66}{4234,83} = 41,74 \text{ kN} = 4,174 \times 10^{-3} \text{ ton}$$

Eksentrisitas Beban (e_{beban})

$$e_{beban} = \frac{M_z}{P_{max}} = \frac{3,889}{179,851} = 0,0216 \text{ kN} = 2,16 \times 10^{-6} \text{ ton}$$

Karena $e = 2,16 \times 10^{-6} \text{ ton} < e_b = 4,174 \times 10^{-3} \text{ ton} \dots\dots\dots \text{(OK)}$

4.12.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Sumuran

- Rasio Penulangan Memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{9420}{314000} = 0,03$$

- Diameter lingkaran tulangan terjauh dari As ke As (D_s)

$$D_s = D_{\text{tiang}} - (2 \times d')$$

$$= 700 - (2 \times 63) = 574 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\text{perlu}}$)

$$P_{n\text{perlu}} = \frac{Pu}{\phi} = \frac{179,851}{0,70} = 256,93 \text{ kg} = 25,693 \text{ ton}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ($p_{n\text{max}}$)

$$P_{n\text{max}} = 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e_{\text{beton}}}{h} - 0,83\right)^2} + \frac{\rho_s \times m \times D_s}{2,50 \times h} - \frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,38 \right]$$

$$= 0,85 \times 30 \times 560^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 41,74}{560} - 0,83\right)^2} + \frac{0,03 \times 12,549 \times 574}{2,50 \times 560} - \frac{0,85 \times 41,74}{560} - 0,38 \right] = 6130703,591 \text{ kN} = 613,07 \text{ ton}$$

- Syarat : $Pn_{max} > Pn_{perlu}$

$$Pn_{max} = 613,07 \text{ ton} > Pn_{perlu} = 25,693 \text{ ton} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

4.12.2. Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral $\emptyset 12 \text{ mm}$

- Luas penampang lintang kotor (A_g)

$$A_g = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 700^2$$

$$A_g = 384650 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ spiral}} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

- Diameter inti kolom dari tepi ke tepi spiral (D_c)

$$D_c = h - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 686,875 - (2 \times 40) = 606,875 \text{ mm}$$

- Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2$$

$$= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 606,875^2 \right) = 289113,35 \text{ mm}^2$$

$$p_{perlu} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_{c'}}{f_y} \right] = 0,45 \times \left[\frac{384650}{289113,35} - 1 \right] \times \left[\frac{30}{240} \right] = 0,018$$

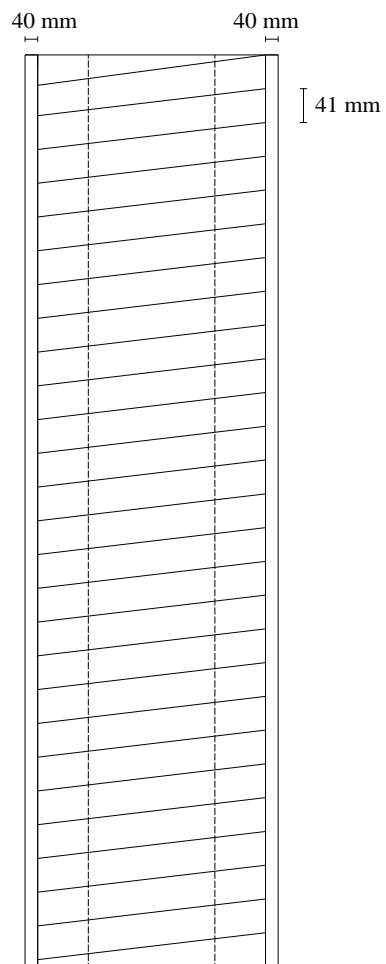
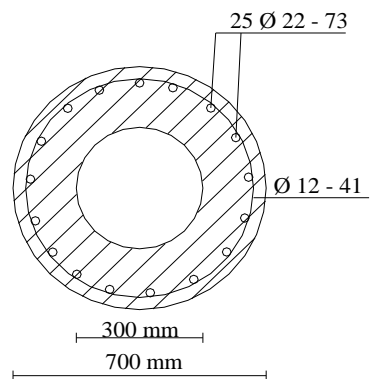
- Jarak antara sengkang spiral (s)

Syarat $25 < S < 80$

$$S_{\text{maks}} = \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} = \frac{4 \times 113,04 \times (606,875 - 12)}{606,875^2 \times 0,018} = 40,57 \text{ mm} \sim 41 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran, maka digunakan tulangan pokok 25 Ø 22-73 mm dan tulangan spiral Ø 12 – 41 mm.

- Tulangan pokok **25 Ø 22-73 mm**
- Tulangan spiral **Ø 12 – 41mm**



Gambar 4.17 : Penulangan Pondasi Sumuran tipe sedang (2)

4.13. Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas

4.13.1 Tipe Pondasi 3 Dengan Beban Ringan

$$P_{\max, \min} = P_{\text{vertical}} \pm P_{\text{akibat moment}}$$

$$P_{\max, \min} = \frac{\Sigma v}{n} \pm \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

Dimana :

P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

P_{\min} = Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

V = Jumlah total beban vertical

M_x = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X

M_y = Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y

n = Jumlah sumuran dalam kelompok tiang sumuran

X_{\max} = Absis terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

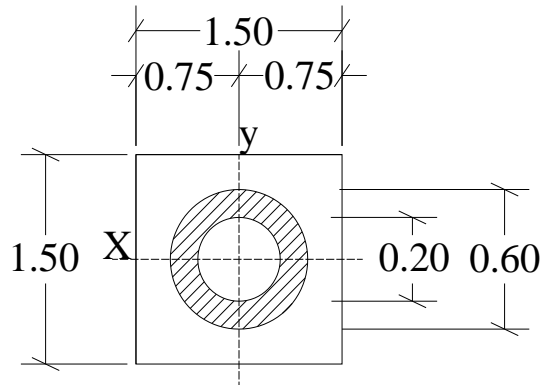
Y_{\max} = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

ny = Jumlah tiang sumuran dalam satu baris pada arah sumbu Y

nx = Jumlah tiang sumuran Pada satu baris dalam arah sumbu X

x^2 = Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

y^2 = Jumlah kuadrat ordinat- ordinat tiang sumuran



Gambar 4.18. *Susunan pondasi sumuran tipe 3*

Data :

Beban Total (Pu)	= 127 ton
Mz	= 12,96 t/m
Mx	= 15,72 t/m
Xmax	= 0 m
Xmin	= 0 m
Ymax	= 0 m
Ymin	= 0 m
n	= 1 buah
nx	= 1 buah
ny	= 1 buah

Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$$X^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang

$$Y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P = \frac{\Sigma v}{n} \pm \frac{My.x}{ny.\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.y}{nx.\Sigma y^2}$$

$$P = \frac{127}{1} + \frac{0.001296 \times 0}{1 \times 0^2} + \frac{0.001572 \times 0}{1 \times 0^2} = 127 \text{ ton}$$

$$P = 127 \text{ ton} < Qa_{\text{tiang}} 138,613 \text{ ton} \dots\dots (\text{Aman})$$

$$(Y/L)_1 = 0/(0+0) = 0$$

$$M_{xe} = 0,32$$

$$M_u = (P \times M_{xe})$$

$$M_u = (127 \times 0,32)$$

$$M_u = 40,64 \text{ tm}$$

4.13.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari table 4.5 (pelat : stigel/wipel : 209) didapat nilai M_{xe} (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.13. Pelat : Stigel/Wipel

Z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M_{xe}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

➤ Penulangan Poer Arah Z

$$M_u = 40,64 \text{ tm} = 40640 \text{ kg/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4064 \times 10^4}{0,8} = 50800000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D 22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times D22$$

$$= 400 - 50 - \left(\frac{1}{2} \times 22 \right) = 439 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{50800000}{1500 \times 439^2} = 1,75 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$b = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 320} \right] = 0,044$$

$$p_{\max} = 0,75 \times p_b = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$p_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$p_{\text{ada}} = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,75}{320}} \right] = 0,071$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi $p_{\min} \leq p_{\text{ada}} \leq p_{\max}$

- Jika $p_{\text{ada}} > p_{\min}$, maka digunakana $p_{\text{ada}} \sim p_{\min}$ dan $A_s = P_{\text{ada}} \times b \times d$
- Jika $p_{\text{ada}} > p_{\max}$, maka tebal plat harus diperbesar menggunakan $p_{\text{ada}} \sim p_{\min} = 0,004$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = p_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 439 = 2634 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi D^2} = \frac{2634}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} = 6,932 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 7 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2659,58 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ perlu}} 2634 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{7} = 214,28 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s\text{ tekan}} = 30\% \times A_{s\text{ perlu}} = 30\% \times 2634 = 790,2 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s\text{ tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{790,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2} = 3,932 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s\text{ ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ tekan}} 790,2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = D16 – 375 mm

➤ **Penulangan Poer Arah X**

$$M_u = 40,64 \text{ tm} = 40640 \text{ kg/m}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4064 \times 10^4}{0,8} = 50800000 \text{ Nmm}$$

$$b = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$f_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal Poer (h)} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan Pokok} = \text{D16 \& D 22}$$

$$\text{Tulangan bagi} = 16$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

$$d = h - \text{Selimut beton} - \frac{1}{2} \times \text{D22}$$

$$= 400 - 50 - \left(\frac{1}{2} \times 22 \right)$$

$$= 439 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{50800000}{1500 \times 439^2} = 1,75 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$$

$$\rho = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] = 0,85 \times \left[\frac{0,85 \times 30}{320} \right] \times \left[\frac{600}{600 + 320} \right] = 0,044$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b - 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,004$$

$$\rho_{ada} = \frac{1}{m} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] = \frac{1}{12,549} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,549 \times 1,75}{320}} \right]$$

$$= 0,071$$

(SK –SNI T – 15 -1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi $\rho_{min} \leq \rho_{ada} \leq \rho_{maks}$

- Jika $\rho_{ada} > \rho_{min}$, maka digunakana $\rho_{ada} \sim \rho_{min}$ dan $A_s = \rho_{ada} \times b \times d$
- Jika $\rho_{ada} > \rho_{maks}$, maka tebal plat harus diperbesar menggunakan $\rho_{ada} \sim \rho_{min} = 0,004$

$$A_{s_{perlu}} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 1500 \times 439 = 2634 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{s_{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{2634}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2} = 6,932 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 7 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 22^2)$$

$$= 2659,58 \text{ mm}^2 > A_{s_{perlu}} 2634 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{7} = 214,28 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = **7 D22 – 200 mm**

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$$A_{s_{tekan}} = 30\% \times A_{s_{perlu}}$$

$$= 30\% \times 2634 = 790,2 \text{ mm}^2$$

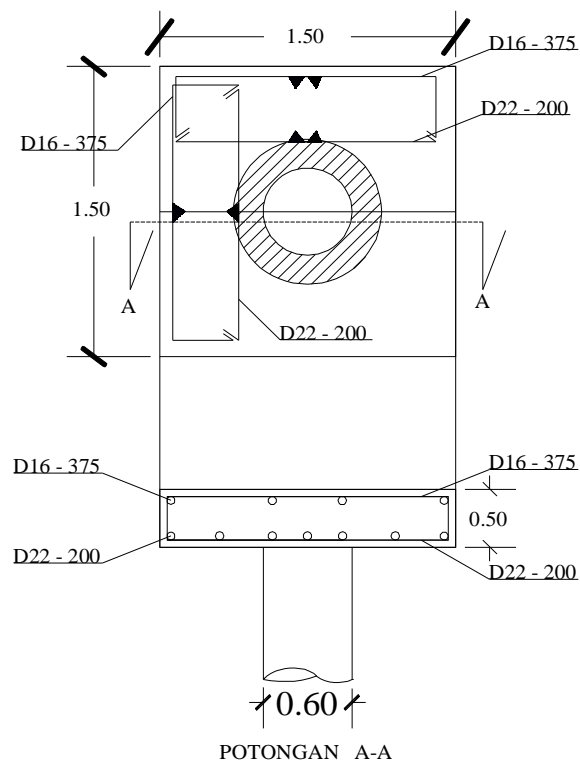
$$n = \frac{A_{s_{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{790,2}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \times 16^2} = 3,932 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$$A_{s_{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2) = 4 \times (1/4 \cdot 3,14 \cdot 16^2)$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2 > A_{s_{tekan}} 526,8 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{1500}{4} = 375 \text{ mm} \sim 375 \text{ mm}$$

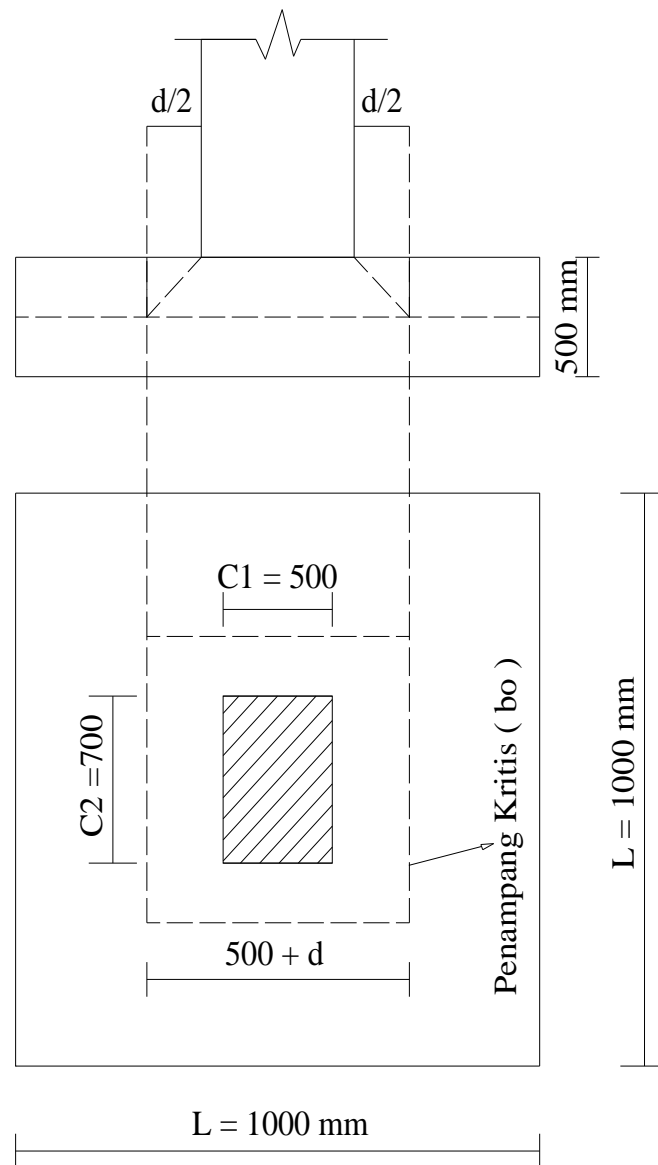
Digunakan tulangan tekan (atas) = **4 D16 – 375 mm**



Gambar 4.19 : Penulangan Poer Pondasi Sumuran tipe ringan

4.13.3. Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu) Pada Podasi

Tipe Ringan



Gambar 4.20 : Skema Geser Pons Tipe Ringan (70/50)

Diketahui : $V_u = 1650000 \text{ N}$

Tinggi efektif (d)

d = tebal poer – tebal selimut beton – $\frac{1}{2}$ diameter tulangan terluar

$$= 500 - 50 - \frac{1}{2} \times 22$$

$$= 439 \text{ mm}$$

Dimensi kolom (D) = 70/50

- Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$b_o = 2 \times (c_1 + d) + 2 \times (c_2 + d)$$

$$= 2 \times (500 + 439) + 2 \times (700 + 439) = 4156 \text{ mm}$$

- Kuat Geser beton Maksimum

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \dots \dots \dots (\text{SNI, psl. 13.12.2.1})$$

$$= \left(\frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 4156 \times 439 = 3331036809 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 3331036809$$

$$= 1998622085 \text{ N}$$

Maka $V_u = 1650000 \text{ N} < \phi V_c = 1998622085 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{OK})$

Jadi tidak perlu tulangan geser pons.

4.14. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe Ringan

Perhitungan Pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a) Data Perencanaan :

- $P_u = V = 134,095 \text{ ton}$
- Mutu Beton (f_c) $= 30 \text{ Mpa}$
- Mutu baja tulangan $= 320 \text{ Mpa}$
- Diameter tulangan pokok $= 22 \text{ mm}$
- \emptyset sengkang/ Spiral $= 12 \text{ mm}$
- Diameter sumuran $= 0.60\text{cm} = 600\text{mm}$
- Tebal selimut $= 40 \text{ mm}$

b) Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned} d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan pokok} \\ &= 40 + 12 + (1/2 \times 22) = 73 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_{\text{efektif}} &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 600 - (2 \times 73) = 454 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) Luas penampang caisson

$$\begin{aligned} A_{g \text{ caisson}} &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 600^2) - (1/4 \times 3,14 \times 200^2) \\ &= 251200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d) Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$A_{st} = 3\% \times A_g = 3\% \times 251200 = 7536 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \pi D^2} = \frac{7536}{\frac{1}{4} \pi 3,14 \times 22^2} = 19,83 \sim 20 \text{ buah}$$

Maka dipakai tulangan memanjang 20 Ø 22

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= n \times \frac{1}{2} \pi D^2 = 20 \times \frac{1}{2} \pi 3,14 \times 22^2 \\ &= 7598,8 \text{ mm}^2 > A_{st} = 7536 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{st} = A_{s'} = 0,5 \times A_{s_{ada}} = 0,5 \times 7598,8 = 3799,4 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times d_{efektif}}{n} = \frac{3,14 \times 454}{20} = 71,278 \text{ mm} \sim 72 \text{ mm}$$

e) Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub})

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$t_{ek1} = 0,8 \times D_{luar} = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

$$t_{ek2} = 0,8 \times D_{dalam} = 0,8 \times 200 = 160 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{1/4 \pi \times D_{luar}^2}{tek1} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 600^2}{480} = 588,75 \text{ mm}$$

$$l_{ek2} = \frac{1/4 \pi \times D_{dalam}^2}{tek2} = \frac{1/4 \times 3,14 \times 200^2}{160} = 196,25 \text{ mm}$$

- Pemeriksaan (P) terhadap beban seimbang

Jarak tulangan Tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek1} - \text{tebal selimut efektif} - t_{ek2}$$

$$= 480 - 73 - 160 = 247 \text{ mm}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (C_b)

$$C_{balance} = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 247}{600 + 320} = 161,08 \text{ mm}$$

- Lebar daerah tekan (a_b) SNI -03-2847-2002 ,hal 70,12.2 (7)

$$a_b = \beta_1 \times c_b = 0,85 \times 161,08 = 136,918 \text{ mm}$$

Jumlah tulangan total pada kolom yaitu 20 buah

$$= 20 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2$$

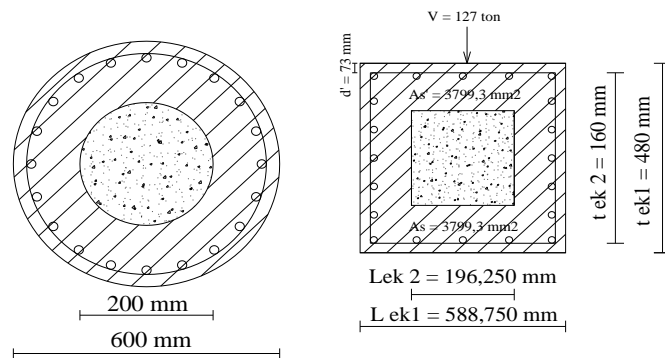
$$= 7589,8 \text{ mm}^2$$

Selimut bersih dari permukaan tarik terdekat ke permukaan tulangan tarik lentur

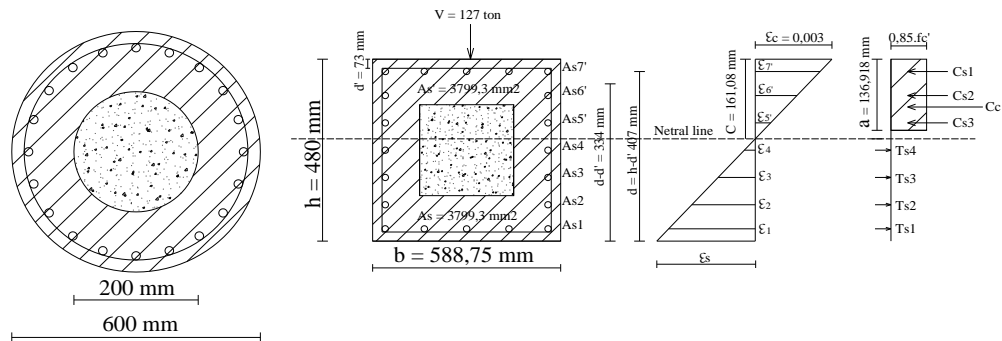
(C_c) mm / resultan gaya tekan dari balok tegangan tekan ekivalen

$$C_c = \beta_1 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot b = 0,85 \times 30 \times 136,918 \times 588,75$$

$$= 2055567,049 \text{ N} = 2055,567 \text{ ton}$$



Gambar 4.19 : *Ekivalen Penampang Bulat Ke segi Empat*



Gambar 4.20 : *Diagram Tegangan Regangan Persegi Ekivalen Kolom*

$$\text{Luas tulangan tarik } (A_{s1} = 5 \text{ buah}) = 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 1899,7 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s2} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s3} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s4} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan tekan } (A_{s5'} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s6'} = 2 \text{ buah}) = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 759,88 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s7'} = 5 \text{ buah}) = 5 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 = 1899,7 \text{ mm}^2$$

Dari gambar 4.20 dapat di hitung besar nilai $d_1, d_2, d_3, d_4, d_5, d_6, d_7$ sbb !

$$d_1 = \text{Tebal selimut beton} + \text{diameter sengkang} + \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan utama}$$

$$= 40 + 12 + \frac{1}{2} 22 = 73 \text{ mm}$$

$$d_2 = d_1 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 73 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 167 \text{ mm}$$

$$d_3 = d_2 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 167 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 261 \text{ mm}$$

$$d_4 = d_3 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 261 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 355 \text{ mm}$$

$$d_5 = d_4 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 355 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 449 \text{ mm}$$

$$d_6 = d_5 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 449 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 543 \text{ mm}$$

$$d_7 = d_6 + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama} + \text{jarak antara tul} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 543 + \frac{1}{2} 22 + 72 + \frac{1}{2} 22 = 637 \text{ mm}$$

- Tegangan tekan tulangan baja ($f_{s'}$)

$$f_{s'} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (c_b - d_7')}{c_b} = \frac{0,0016 \times 200000 \times (161,08 - 73)}{161,08}$$

$$= 174,979 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa}$$

- Kondisi tulangan tekan :

$$\frac{\epsilon_{s_7'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d_7'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s_7'} = \frac{c_b - d_7'}{c_b} \times (\epsilon_{c'})$$

$$s_7' = \frac{161,08 - 637}{161,08} \times 0,003 = -0,0086$$

$$f_{s_7'} = s_7' \cdot E_s = -0,0086 \times 200000$$

$$= -1720 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s_7'} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s_7'} = -1720 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s_6'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b - d_6'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s_6'} = \frac{c_b - d_6'}{c_b} \times (\epsilon_{c'})$$

$$s_6' = \frac{161,08-543}{161,08} \times 0,003 = -0,0071$$

$$fs_6' = s_6'.Es = -0,0071 \times 200000$$

$$= -1422,59 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $fs_6' < fy$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $fs_6' = -1422,59 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s5'}}{\epsilon_{c'}} = \frac{c_b-d5'}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s5'} = \frac{c_b-d5'}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_5' = \frac{161,08-449}{161,08} \times 0,003 = -0,0053$$

$$fs_5' = s_5'.Es = -0,0053 \times 200000$$

$$= -1072,46 \text{ Mpa} < fy = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $fs_5' < fy$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $fs_5' = -1072,46 \text{ Mpa}$

- Kondisi tulangan tarik

$$\frac{\epsilon_{s1}}{\epsilon_{c'}} = \frac{d_1-c_b}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s1} = \frac{d_1-c_b}{c_b} \times (\epsilon_c')$$

$$s_1 = \frac{73-161,08}{161,08} \times 0,003 = -0,0016$$

$$f_{s1} = s_1.E_s = -0,0016 \times 200000$$

$$= -328,17 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s1} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s1} = -328,17 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_c} = \frac{d_2 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s2} = \frac{d_2 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_2 = \frac{167 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = 0,00011$$

$$f_{s2} = s_2.E_s = 0,00011 \times 200000$$

$$= 22,05 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (belum leleh)}$$

karena nilai $f_{s2} < f_y$ berarti kondisi tulangan tekan belum leleh maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s2} = -9,38174 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s3}}{\epsilon_c} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \longrightarrow \epsilon_{s3} = \frac{d_3 - C_b}{C_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_3 = \frac{261 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = 0,0018$$

$$f_{s3} = s_3.E_s = 0,0018 \times 200000$$

$$= 372,28 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (meleleh)}$$

karena nilai $f_{s3} > f_y$ berarti kondisi tulangan tekan meledak maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s3} = f_y = 320 \text{ Mpa}$

$$\frac{\epsilon_{s4}}{\epsilon_c} = \frac{d_4 - c_b}{c_b} \longrightarrow \epsilon_{s4} = \frac{d_4 - c_b}{c_b} \times (\epsilon_c)$$

$$s_4 = \frac{355 - 161,08}{161,08} \times 0,003 = 0,0036$$

$$f_{s4} = s_4 \cdot E_s = 0,0036 \times 200000$$

$$= 722,32 \text{ Mpa} < f_y = 320 \text{ Mpa (meledak)}$$

karena nilai $f_{s4} > f_y$ berarti kondisi tulangan tekan meledak maka untuk perhitungan selanjutnya digunakan $f_{s4} = f_y = 320 \text{ Mpa}$

- Gaya tekan pada tulangan tekan atau gaya tekan baja (C_s)

$$C_{s1} = A_{s7}' \cdot f_{s7}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (1899,7) \times (-1720) - 0,85 \times 30 = -3267509,5 \text{ N} = -3267,509 \text{ ton}$$

$$C_{s2} = A_{s6}' \cdot f_{s6}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (759,88) \times (-1422,59) - 0,85 \times 30 = -1081023,189 \text{ N} = -1081,023 \text{ ton}$$

$$C_{s3} = A_{s5}' \cdot f_{s5}' - 0,85 \times f_c'$$

$$= (759,88) \times (-1072,46) - 0,85 \times 30 = -814966,405 \text{ N} = -814,966 \text{ ton}$$

- Gaya tarik pada tulangan tarik (T_s) *sumber : Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*

$$T_{s1} = A_{s1} \times f_{s1}$$

$$= 1899,7 \times (-361,4810) = -686703,556 \text{ N} = -6867,03 \text{ ton}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \times f_{s2}$$

$$= 759,88 \times (-22,05) = -16755,354 \text{ N} = -1675,535 \text{ ton}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \times f_y \text{ (karena } f_{s3} \text{ meleleh maka di pakai } f_y = 320 \text{ Mpa)}$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 \text{ N} = 243,1616 \text{ ton}$$

$$T_{s4} = A_{s4} \times f_y \text{ (karena } f_{s3} \text{ meleleh maka di pakai } f_y = 320 \text{ Mpa)}$$

$$= 759,88 \times 320 = 243161,6 = 243,1616 \text{ ton}$$

$$\text{Tul, tarik (} A_{s \text{ bawah}} \text{)} = A_{s1} + (A_{s2} = A_{s3} = A_{s4})$$

$$= 1899,7 + 759,88 = 2659,58 \text{ mm}^2 \text{ 11 D } 22^2$$

$$\text{Tul, tekan (} A_{s \text{ atas}} \text{)} = A_{s7} + (A_{s5} = A_{s6})$$

$$= 1899,7 + 759,88 = 2659,58 \text{ mm}^2 \text{ 9 D } 22^2$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$P_{ub} = \{ (0,85 \times f_c' \times a_b \times l_{ek1}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y) \} \times 10^{-3}$$

$$= \{(0,85 \times 30 \times 136,918 \times 588,75) + (3799,4 \times 174,979) - (3799,4 \times 320)\}$$

$$\times 10^{-3} = 1504,57 \text{ kN/m}$$

- Moment Ultimate Beton (M_{ub})

$$M_{ub} = (0,85 \cdot f_c' \cdot l_{ek} \cdot a_b (1/2 T_{ek} - 1/2 a_b) + A_s' \cdot f_s' \cdot (1/2 x(d_{eff} - d'))$$

$$+ A_s \cdot f_y \cdot (1/2 \cdot (d_{eff} - d'))) \times 10^{-6}$$

$$= (0,85 \times 30 \times 588,75 \times 136,918 \times (240 - 68,459) + 3799,4 \times 174,979$$

$$\times (1/2 \times (454 - 73)) + 3799,4 \times 320 \times (1/2 \times (454 - 73))) \times 10^{-6}$$

$$= 73533,8 \text{ kN/m}$$

- Eksentrisitas beton (e_{beton})

$$e_{beton} = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{73533,8}{1504,57} = 48,8 \text{ kN/m}$$

- Eksentrisitas Beban (e)

$$e_{beban} = \frac{M_z}{P_{max}} = \frac{1,296}{134,091} = 9,66 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}$$

Karena $e_{beban} = 0,00966 \text{ kN/m} < e_{beton} = 48,8 \text{ t/m}$ dengan demikian sumuran ini menerima moment akibat beban di atasnya yang besar dan kehancuran di tentukan oleh gaya tarik

4.14.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio Penulangan Memanjang (Ps)

$$s = \frac{Ast}{Ag} = \frac{7536}{251200} = 0,03$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned} D_s &= D_{\text{luar}} - (2 \times d') \\ &= 600 - (2 \times 73) = 454 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549 \text{ mm}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan (Pn_{perlu})

$$P_{n \text{ perlu}} = \frac{Pu}{\phi} = \frac{134,095}{0,8} = 167,74 \text{ ton/m}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (p_{n max})

$$\begin{aligned} P_{n \text{ max}} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot h^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,83\right)^2 + \frac{ps \cdot m \cdot ds}{2,50 \cdot h}} - \frac{0,85 \cdot e_{\text{beton}}}{h} - 0,38 \right] \\ &= 0,85 \times 30 \times 480^2 \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 48,8}{480} - 0,83\right)^2 + \frac{0,03 \times 12,549 \times 454}{2,50 \times 480}} - \frac{0,85 \times 48,8}{480} - \right. \\ &\quad \left. 0,38 \right] = 4368700,026 \text{ kNm} = 436,87 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Syarat : $P_{n_{max}} > p_{n_{perlu}}$

$$= 436,87 \text{ ton/m} > p_{n_{perlu}} = 167,74 \text{ ton/m} \dots \dots \dots \text{(OK)}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

4.14.2. Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral $\emptyset 12 \text{ mm}$

a) Luas penampang lintang kotor pondasi (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \text{ mm}^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 600^2 = 282600 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ spiral}} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

b) Diameter inti sumuran dari tepi ke tepi spiral (D_c)

$$\begin{aligned} D_c &= h - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 588,75 - (2 \times 40) \\ &= 488,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) Luas penampang inti sumuran (A_c)

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 488,75^2 \right) \\ &= 187518,1016 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$P_{perlu} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f'_{ci}}{f_y} \right] = 0,45 \times \left[\frac{282600}{187518,1016} - 1 \right] \times \left[\frac{30}{240} \right] = 0,028$$

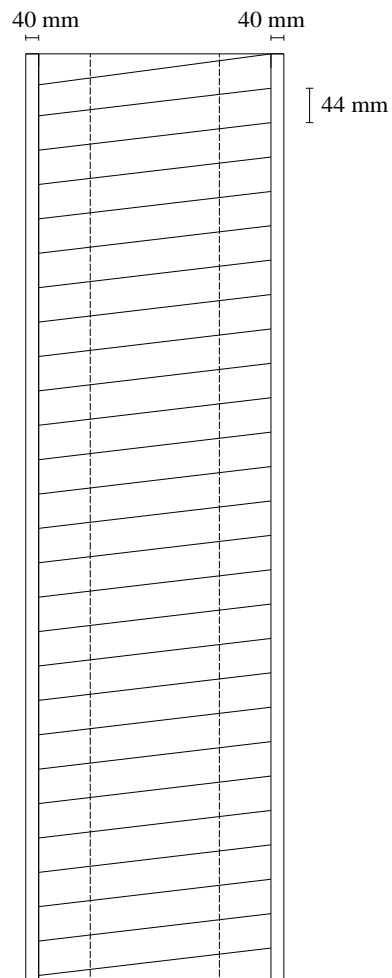
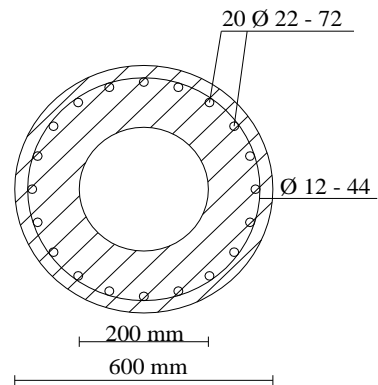
d) Jarak antara sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maaks}} = \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} = \frac{4 \times 113,04 \times (488,75 - 12)}{488,75^2 \times 0,028}$$

$$= 43,22 \text{ mm} \sim 44 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran, maka digunakan tulangan pokok D 22-72 mm dan tulangan spiral D 12 – 44 mm.

- Tulangan pokok **20 Ø 22 – 72 mm**
- Tulangan spiral **Ø 12 – 44 mm**



Gambar 4.21 : Penulangan pondasi Sumuran Tipe ringan

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari proses perhitungan yang telah dilakukan pada skripsi ini, maka dapat disimpulkan pondasi sumuran dapat digunakan karena memenuhi syarat perhitungan yang telah ditentukan. Adapun hasil perhitungan dapat dilihat pada table berikutini :

Tabel 5.1. Hasil Perencanaan Pondasi Sumuran

No.	Spesifikasi	Beban tipe Berat	Beban tipe Sedang	Beban tipe Ringan
1	Diameter Luar	Ø 80cm	Ø 70cm	Ø 60cm
2	Diameter dalam	Ø 40cm	Ø 30cm	Ø 20cm
3	Kedalaman Pondasi	6,4 m	6,4 m	5,5 m
4	Jumlah Tiang	2	1	1
5	V(beban atas)	263ton	165 ton	127 ton
6	(Qp) ujung	541,44 ton	452,16 ton	352,928 ton
7	(Ap) tiang	3768 cm ²	3140 cm ²	2512 cm ²
8	Berat Poer	5,904 ton	2,16 ton	2,7 ton
9	(Qu) ultimate	527,98 ton	444,813 ton	346,533 ton
10	P _{tiang}	15,111ton	6,77 ton	3,694 ton
11	(Qa) ijin total	348,46 ton	177,926 ton	138,613 ton
12	P _u = V _u	276,46 ton	173,37 ton	131,394 ton
13	Mutu beton	30 Mpa	30 Mpa	30 Mpa
14	Mutu baja	320 Mpa	320 Mpa	320 Mpa
15	Tebal Selimut	40 mm	40 mm	40mm
16	Ø Tul. Pokok	D 22	D 22	D 22

17	Ø Tul bagi	D 16	D 16	D 16
18	Ø Tul. Spiral	D12	D12	D12
19	Luas Poer	4,1 m x 1,5 m	1,5 m x 1,5 m	1,5 m x 1,5 m
20	Tebal Poer	0,4 m	0,4 m	0,5 m
21	Tul. Tarik Arah Z	12 Ø 22- 350 mm	6 Ø 22- 250 mm	7 Ø 22- 200 mm
22	Tul. Tekan Arah Z	8 Ø 16 – 512 mm	4 Ø 16 – 375 mm	4 Ø 16 – 375 mm
23	Tul.Tarik Arah X	6 Ø 22- 250 mm	6 Ø 22- 250 mm	7 Ø 22- 200 mm
24	Tul.Tekan Arah X	4 Ø 16 – 375 mm	4 Ø 16 – 375 mm	4 Ø 16 – 375 mm
25	Tulangan pokok tiang	30 Ø22 – 71 mm	25 Ø 22 – 73 mm	20 Ø 22 – 72 mm
26	Tulangan spiral tiang	Ø 12 – 40 mm	Ø 12 – 41 mm	Ø 12 – 33 mm

- a) Dimensi pondasi yang diambil pada perencanaan adalah 80 cm untuk pondasi tipe berat, 70 cm untuk pondasi tipe sedang dan 60 cm untuk pondasi tipe ringan.
- b) Kedalaman pondasi semakin dalam, maka semakin besar pula daya dukung yang dimiliki oleh struktur pondasi tersebut.
- c) Jumlah beban vertical (V) sepenuhnya diterima oleh tiang sumuran dengan jumlah 2 tiang pada pondasi beban tipe berat, 1 tiang pada pondasi beban tipe sedang, 1 tiang pada pondasi tipe ringan.

5.2 Saran

1. Dalam merencanakan suatu struktur pondasi harus didukung dengan data teknis baik didapat dari hasil di lapangan maupun pengujian di laboratorium agar hasil perencanaan yang diperoleh bisa optimal.
2. Dalam perencanaan Pondasi Sumuran, Sebaiknya daya dukung akibat gesekan tidak diperhitungkan karena Pondasi Sumuran proses pengerjaannya digali sehingga tidak terjadi gesekan antara dinding sumuran dengan tanah.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim**, SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton*.
- Anonim**, 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*.
- Ali Asroni.**, 2010. *Kolom Fondasi & Balok T Beton Bertulang*, Graha Ilmu, Yogyakarta.
- Bowles, J.E.** 1998. *Analisa dan design Pondasi, jilid II*, CV Sinar Jaya, Surabaya.
- Hardiyatmo, H.C.** 2001. *Teknik Pondasi II*. PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C.**, 2006. *Teknik Pondasi I*. PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Sardjono, H. S**, 1991. *Pondasi Tiang Pancang, Jilid I*. Sinar Wijaya, Surabaya.
- Sastrodarsono, S. & Nakazawa**, 2000. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*, Cetakan Ketujuh. PT. Pradnya Paramita, Jakarta.
- Rahardjo, P.P**, 2005. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, Geotechnical Engineering Center, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Vis, W.C. & Kusuma, Gideon. H.**, 1993. *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang*, Erlangga, Jakarta,

LAMPIRAN